

ANTONIO DOMINGUES DE FIGUEIREDO

CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS

São Paulo
2011

ANTONIO DOMINGUES DE FIGUEIREDO

CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS

Texto apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para a
obtenção do título de Livre Docente

Cópia com correções

São Paulo
2011

FICHA CATALOGRÁFICA

Figueiredo, Antonio Domingues de
Concreto reforçado com fibras / A.D. de Figueiredo. -- São
Paulo, 2011.
248 p.

Tese (Livre-Docência) - Escola Politécnica da Universidade
de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.

1. Concreto reforçado com fibras 2. Controle de qualidade
3. Túneis 4. Tubos I. Universidade de São Paulo. Escola Politéc-
nica. Departamento de Engenharia de Construção Civil II. t.

Aos meus amores: Ivone,
Thaís, Gabriel, Juliana e Maria

AGRADECIMENTOS

O trabalho de um professor de uma universidade pública é fruto de um grande investimento do poder público. Por isso, muito devo agradecer à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo que me supriu de todo apoio durante estes mais de vinte anos de carreira.

Agradeço especialmente aos colegas professores do grupo de materiais e componentes, João Gaspar Djanikian, Vahan Agopyan, Paulo Helene, Sílvia Selmo, Vanderley John, Rafael Pileggi e Sérgio Ângulo, que muito me auxiliaram e auxiliam neste caminho.

Agradeço de maneira muito especial ao trabalho dos co-autores dos trabalhos que possibilitaram a produção deste documento: Albert de la Fuente, Alírio Gimenez, Aluizio Caldas, Andréia Nince, Antonio Aguado, Aquiles Cravo, Bernat Viñolas, Bruno Franco, Carla Costa, Carlos Tango, Cleber Dias, Climent Molins, Cristiana Guimarães, Francisco Dantas, Frederico Mourad, Guilherme Paiva, Hernando Faria, Hugo Armelin, Ivie Pietra, Jorge Carvalho, Jussara Tanesi, Lúcia Higa, Luiz Prudêncio, Maira Tiguman, Marcelo Quinta, Marcos Ceccato, Maristela Silva, Nelson Nunes, Paola Torneri, Paulo Helene, Pedro Chama, Reginaldo da Silva, Renata Escariz, Renata Monte, Ricardo Telles, Rodrigo Kalil, Túlio Bittencourt, Vahan Agopyan, Valdir Pignatta e Vanderley John.

Agradeço às entidades de fomento que proporcionaram os subsídios necessários para a condução de várias das minhas pesquisas, através de verbas de auxílio a projetos de pesquisa ou bolsas conferidas diretamente a mim ou a meus orientados: FAPESP, CAPES e CNPq.

Além dessas entidades, tive a ventura de ser auxiliado por empresas que acreditaram na possibilidade de desenvolvimento tecnológico em parceria com a universidade, em especial à Companhia Brasileira de Projetos e Obras (CBPO), Vulkan do Brasil, Belgo Bekaert Arames Finos, Maccaferri do Brasil.

RESUMO

O concreto reforçado com fibras (CRF) é um compósito que pode ser utilizado como uma alternativa ao uso do concreto armado para estruturas contínuas e pré-moldados. Estas aplicações do CRF estão associadas a obras de infraestrutura com grande demanda social, como as de saneamento básico e de transportes, envolvendo pavimentos e túneis. No entanto, o CRF tem as especificidades de um compósito que devem ser observadas para a aplicação de engenharia do material de maneira segura. Este trabalho tem por objetivo apresentar uma revisão sistematizada, circunstanciada e crítica da produção de pesquisa do autor que cobriu os principais aspectos tecnológicos do compósito, de modo a garantir o uso otimizado do material nas suas principais aplicações. Para tal, é apresentada uma revisão dos conceitos fundamentais, abordando os materiais básicos e a interação entre fibra e matriz, especialmente no que se refere comportamento pós-fissuração. São analisados fatores determinantes para o desempenho do compósito, como a influência do teor de fibra, de suas características físicas e mecânicas e da resistência da matriz. As contribuições para os principais métodos de ensaio destinados ao controle do material são discutidas em conjunto com os principais aspectos relacionados à garantia da confiabilidade, bem como suas limitações e possibilidades de aplicação. A fundamentação dos métodos de dosagem desenvolvidos para os CRF, objetivando atender as exigências específicas de desempenho, também é apresentada. Neste sentido, apresenta-se com detalhes o método proposto para os concretos plásticos destinados a pavimentos e a aduelas pré-moldadas para o revestimento de túneis pelo sistema TBM. Também são abordadas as especificidades da dosagem do concreto projetado reforçado com fibras de aço que exige utilização do sistema de projeção para tal. Estes conceitos gerais são a fundamentação para a aplicação do material em outras condições de uso de maior demanda tecnológica. Este é o caso do revestimento de túneis NATM, onde se deve dar especial atenção às exigências específicas de desempenho, como é o caso da evolução da tenacidade nas primeiras horas. Finalmente, aborda-se a utilização de fibras em tubos de concreto para obras de saneamento, cuja discussão foi mais detalhada pelo fato de ser um componente e pelo enfoque diferenciado desenvolvido pelo autor nesta área de pesquisa. As contribuições visaram a uma melhor compreensão do comportamento mecânico e dos meios para obter melhores condições de controle do material, além da otimização do consumo de fibras garantindo o desempenho final adequado do componente. A partir do panorama de pesquisa levantado foi possível apontar parâmetros tecnológicos fundamentais a serem transferidos à sociedade e, em especial, à indústria da construção, que ainda não foi capaz de por em prática muitos dos conceitos necessários à correta aplicação do CRF.

Palavras-chave: Concreto com fibras. Controle da qualidade. Comportamento mecânico. Dosagem. Pavimentos. Túneis. Tubos de concreto.

ABSTRACT

The fiber reinforced concrete (FRC) is a composite that can be used as an alternative to the ordinary reinforcement for continuous concrete structures and pre-cast components. These applications of FRC are associated to infrastructure projects with high social demand such as sanitation and transport systems, involving pavements and tunnels. However, the FRC has the composite characteristics that must be taken in account for safe engineering application. This work aims to present a systematic review, and detailed assessment of the research production of the author. This research production had covered the main composite technology aspects in order to ensure the optimized use of the material in its main applications. So, a review of fundamental concepts is presented addressing the raw-materials and the interaction between fiber and matrix, especially regarding to post-cracking behavior. A review of the factors influencing the performance of the composite as the influence of fiber content, the physical and mechanical characteristics of the fibers, and the matrix strength is presented. Contributions to the quality control test methods are presented in conjunction with the main aspects related to their reliability, as well as its limitations and possibilities of application. The rationale for the mix-design methods developed specifically for FRC in order to fit specific performance requirements is also presented. Special focus is given to concrete with plastic consistency destined to pavements and for precast tunnel lining segments for TBM systems. The mix-design method developed for steel fiber reinforced shotcrete, where the use of the entire projection system is necessary, is also analyzed. These general concepts are the fundamentals for others applications with higher technological demands. This is the case of the NATM tunneling method, where special attention should be give to the specific performance requirements, such as the toughness evolution since shotcrete early age. Finally, the use of FRC pipes for sewage systems is presented with a different treatment due to the fact that is a component, and due to the innovations provided by the author in the research approach. The contributions were aimed at better understanding the mechanical behavior and the means to obtain better control and optimize the fiber consumption ensuring the final appropriate performance of the component. From the research results overview, it was possible to identify key technological parameters to be transferred to society and, in particular, to the construction industry, which has not been able to put into practice many of the concepts required for correct application of FRC.

Keywords: Concrete fibers. Quality control. Mechanical behavior. Mix-design method. Pavements. Tunnels. Concrete pipes.

SUMÁRIO

1	Introdução	1
1.1	O concreto com fibras no Brasil e no mundo	2
1.2	O enfoque do trabalho	5
1.3	Objetivos	6
1.4	Organização do texto	7
2	Conceitos fundamentais	9
2.1	As fibras	9
2.1.1	Aspectos básicos	9
2.1.2	Exigências da norma brasileira para as fibras de aço	19
2.2	A matriz de concreto	26
2.3	O compósito e a interação fibra-matriz	29
2.3.1	O efeito do teor de fibras	31
2.3.2	O efeito da geometria das fibras	38
2.3.3	O efeito da resistência das fibras	49
2.3.4	O efeito da resistência da matriz	56
3	O controle específico do concreto com fibras	64
3.1	Tenacidade em prismas	65
3.2	Tenacidade em placas	82
3.3	Trabalhabilidade	88
3.4	Teor de fibra	95
4	Dosagem do concreto com fibras	101
4.1	Concretos de consistência plástica	102
4.1.1	Correlação da tenacidade com o teor de fibras	102
4.1.2	Dosagem da matriz	107
4.1.3	Dosagem da fibra	110
4.2	Concreto projetado	113
4.2.1	Correlação da tenacidade com o teor de fibras	114
4.2.2	Dosagem da fibra	118
5	Concreto de revestimento de túneis	128
5.1	Concreto com fibras para anéis segmentados	129
5.1.1	Exigências de desempenho	131

5.1.2	Parâmetros de dosagem e controle	134
5.2	Concreto projetado com fibras para túneis	139
5.2.1	Vantagens do uso da fibra	142
5.2.2	A evolução da tenacidade nas primeiras idades	144
5.2.3	Controle do material	152
5.2.4	Controle da estrutura	155
6	Tubos de concreto reforçados com fibras de aço	157
6.1	Fabricação	162
6.2	Trabalhabilidade do compósito	169
6.3	A normalização específica	174
6.3.1	Concepção da norma para o uso das fibras	175
6.3.2	Classes de resistência	175
6.3.3	Demais exigências	180
6.4	Comportamento mecânico	182
6.4.1	O ensaio de compressão diametral	182
6.4.2	A comparação de desempenho com o reforço convencional	193
6.4.3	A influência do teor de fibra e do diâmetro do tubo	203
6.4.4	A modelagem do comportamento	207
6.5	Controle específico do tubo de concreto com	212
6.5.1	Esclerometria	212
6.5.2	Ensaio de compressão diametral	219
6.5.3	Outras avaliações	222
6.6	Dosagem das fibras	223
6.7	Comentários finais	228
7	Considerações finais	233
8	Referências	236

1 Introdução

O concreto possui uma série de características que lhe garantem o posto de material estrutural mais utilizado no mundo. Entre as principais vantagens, pode-se listar o baixo custo e a capacidade de se adequar a variadas condições de produção, além de possibilitar infinitas variações de forma para as peças moldadas. Apesar disso, o concreto apresenta também várias limitações, como a baixa relação resistência/peso e o fato de ter sua qualidade aferida apenas depois que a peça estrutural foi produzida. Ou seja, pelo controle regular de qualidade, apenas 28 dias após a execução de um pilar é possível verificar com certa confiança se o mesmo atende aos requisitos associados ao desempenho estrutural. Além disso, o concreto simples apresenta um comportamento marcadamente frágil e uma baixa capacidade de deformação antes da ruptura quando submetido a esforços de tração. Uma vez fissurado, o concreto simples perde completamente a capacidade de resistir aos esforços de tração e, por essa razão, surgiram alternativas tecnológicas, como o concreto armado, onde estas limitações são compensadas pelo reforço de barras de aço. Mais recentemente surgiu uma nova possibilidade de reforço do concreto através do uso de fibras.

Os concretos reforçados, tanto com fibras como com barras ou fios de aço, são exemplos de materiais compostos, também conhecidos como compósitos. O próprio concreto é um compósito no qual se pode considerar como fases a pasta, os poros e os agregados, ou até mesmo a argamassa e os agregados graúdos. No entanto, é mais freqüentemente utilizado o termo compósito para os materiais que possuem algum tipo de reforço. O concreto com fibras e o concreto armado fazem parte de uma classe de compósitos que é constituída por uma matriz frágil e algum tipo de reforço. Pode-se citar como exemplos desses materiais o poliéster reforçado com fibras de vidro, o fibrocimento, a argamassa armada, o adobe, entre outras.

Alguns compósitos são utilizados na construção civil há muito tempo. Há registros que indicam que sua utilização já ocorria no Antigo Egito, como reportam as Sagradas Escrituras: “Naquele mesmo dia o Faraó deu esta ordem aos inspetores do povo e aos capatazes: não continueis a fornecer palha ao povo, como antes, para o fabrico dos tijolos” (Êxodo 5, 6-7). Isto se deve ao

fato de o material composto apresentar um comportamento mais adequado a determinadas aplicações, pois combina as distintas capacidades dos materiais que lhe deram origem. É freqüente, inclusive, haver uma sinergia tal que o comportamento do compósito é superior ao obtido com os materiais que lhe deram origem individualmente. Desta forma, algumas das limitações das matrizes frágeis, como é o caso do concreto, podem ser compensadas pelo material que é utilizado para seu reforço. Além disso, como a adição da fibra ao concreto ocorre como qualquer outra matéria-prima, como cimento e agregados, há toda uma facilitação de aplicação do material. Em geral, todas as atividades relacionadas com montagem e instalação da armadura convencional são eliminadas, proporcionando uma grande facilidade executiva. Ou seja, não é necessária a instalação de um pátio de montagem da armadura e se ganha muito tempo eliminando as etapas de instalação das mesmas na fôrma. Por essas razões, a intensidade de utilização do concreto reforçado com fibras (CRF) vem aumentando progressivamente no mundo e especialmente no Brasil.

1.1 O concreto com fibras no Brasil e no mundo

Muitas aplicações do CRF estão associadas a obras de grande demanda social e que são carências nevrálgicas da sociedade brasileira. Exemplo claro disso são as obras de infra-estrutura, notadamente as de saneamento básico e de transportes.

Atualmente, o mercado brasileiro de fibras é centralizado em aplicações de baixo consumo de fibras e estruturas contínuas. Num levantamento realizado pelo autor junto aos principais fabricantes e representantes nacionais de fibras para reforço do concreto, foi possível verificar que as aplicações do CRF são muito concentradas. Como se pode observar da Figura 1.1, o mercado de fibras de aço tem como principal aplicação os pavimentos industriais. Em segundo lugar vem o concreto projetado e, em terceiro, os pré-moldados. Percebe-se uma queda significativa na fração do mercado correspondente aos pré-moldados quando se comparam os dados referentes a 2009 e ao primeiro semestre de 2010. Isto se deve ao fato do encerramento da produção de segmentos para a obra da Linha Amarela (Linha 4) do Metrô de São Paulo. Assim, o mercado mais constante, continua sendo o de pavimentos

e, juntamente com o concreto projetado e os pré-moldados, formam a quase totalidade de aplicações de fibras de aço no Brasil. Já as macrofibras poliméricas têm seu mercado quase que restrito aos pavimentos industriais (Figura 1.3), o que pode ser apontada como a aplicação de CRF mais relevante do Brasil, em termos de volume.

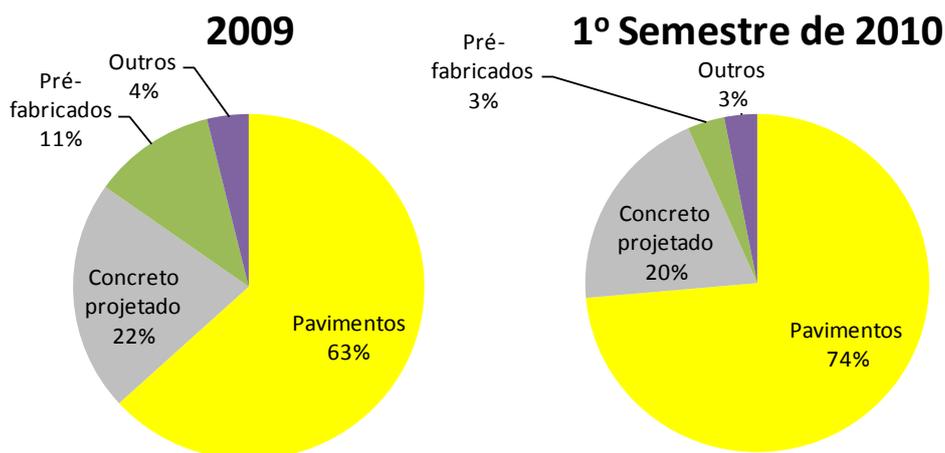


Figura 1.1 – Distribuição do mercado brasileiro de fibras de aço por tipo de aplicação no ano de 2009 e no primeiro semestre de 2010.

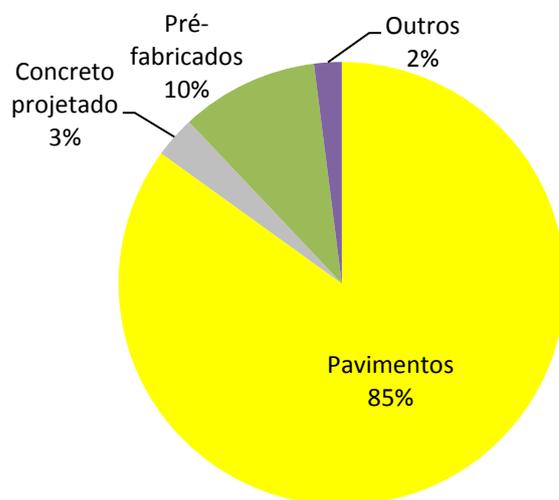


Figura 1.2 – Distribuição do mercado brasileiro de macrofibras poliméricas por tipo de aplicação que se manteve constante no ano de 2009 e no primeiro semestre de 2010.

Este quadro deverá sofrer algumas alterações no futuro dadas as grandes necessidades de obras de saneamento e de sistemas de transporte de massa. No entanto, para enfrentar esta situação, ainda devem ser vencidas várias dificuldades tecnológicas. Isto é necessário para a confirmação da

aplicação do CRF como uma técnica amadurecida do ponto de vista de engenharia nas condições nacionais. Esta afirmação não advém da possibilidade de haver dúvidas quanto à viabilidade da tecnologia, como também não há a esperança de que o CRF venha a ser a solução que resolverá todos os problemas de construção de obras de infra-estrutura. Na verdade, ainda falta embasamento técnico de muitos especificadores e aplicadores brasileiros, o que é agravado pela carência de referências normativas a respeito do assunto. Esta situação pode ser explicada, em parte, pelo fato de haver poucos pesquisadores brasileiros atuando de maneira sistemática na área do CRF. Além disso, há uma grande dificuldade de transferência dos resultados de pesquisa para o meio produtivo.

Atualmente, a prática de utilização do CRF no Brasil pode ser descrita como uma atividade basicamente empírica, pois é muito freqüente a utilização de teores fixos de fibras e a total ausência de procedimentos de controle da qualidade do compósito. Os consumos de fibras de aço são normalmente fixados como múltiplos de 5 kg por metro cúbico e não há a preocupação da realização de uma dosagem para a otimização do mesmo, dado que não há verificação de desempenho. Apesar de custar cerca de quinze vezes mais que o cimento, a dosagem da fibra não recebe a mesma atenção deste para a definição de teores mais precisos. Isto chama particularmente a atenção pelo fato do CRF ser aplicado em grandes volumes, numa condição típica das suas principais aplicações.

A pesquisa sobre o CRF no mundo é liderada pela Europa e Estados Unidos da América. Nos países desenvolvidos a realidade é bem distinta dos demais e do Brasil em particular, a começar por uma normalização bem estabelecida. Utilizações corriqueiras de CRF em pavimentos e outras aplicações de infra-estrutura são mais raras, dado que não há grande demanda por projetos deste tipo nesses países. Assim, a menor demanda por obras de infra-estrutura acaba gerando um cenário de pesquisa com enfoque direcionado, principalmente, a aplicações mais sofisticadas. No principal evento internacional da área do CRF (7th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete - BEFIB, 2008), a grande maioria dos trabalhos publicados abordava o uso de fibras no concreto auto-adensável, nos concretos de alta e muito alta resistência e os CRF de elevados teores de

fibras. Como exemplo marcante deste enfoque, há o trabalho experimental apresentado por Destrée (2008) que utilizou o CRF como reforço de lajes suspensas de edifícios, demandando um consumo de fibras de 100 kg/m^3 . Numa aplicação como esta, o custo do metro cúbico do concreto seria multiplicado por cerca de cinco vezes. Isto praticamente inviabiliza sua aplicação para cenários de mercado como o brasileiro, por exemplo.

O outro grande campo de investimento em pesquisa recente é o da modelagem do comportamento do CRF (7th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete - BEFIB, 2008). Este é um tema de grande importância atual pelo fato de possibilitar melhores orientações para o desenvolvimento do material e, inclusive, para direcionar a pesquisa tecnológica. As pesquisas desenvolvidas são, principalmente, de modelagem numérica e poderão gerar, no futuro, modelos de dimensionamento para várias aplicações dos CRF. A falta de modelos consensuais de dimensionamento acaba por gerar a grande diversidade de métodos de ensaio propostos para o controle do CRF. Paradoxalmente, apesar dessa grande diversidade de métodos de ensaio existentes no exterior, é freqüente a omissão da utilização de qualquer método de ensaio para a verificação do comportamento básico do material nas obras brasileiras. Ou seja, a realidade brasileira é bem distinta da dos países desenvolvidos e, por isso, merece uma atenção específica.

1.2 O enfoque do trabalho

Ao longo dos anos dedicados pelo autor à pesquisa do CRF foi possível abranger uma série de aspectos da tecnologia do material. Esta pesquisa esteve focada, principalmente, para a viabilização do CRF nas aplicações de grande demanda para o cenário brasileiro como o revestimento de túneis, os pavimentos e, mais recentemente, foi dada uma especial atenção para os tubos de concreto para obras de saneamento. Ou seja, as principais áreas de aplicação atual do material no Brasil.

Os trabalhos já desenvolvidos abordaram desde a avaliação do comportamento básico do material, passando pelo controle tecnológico e os procedimentos de dosagem, a normalização e até a otimização de aplicações específicas, como é o caso dos tubos de concreto para obras de saneamento. No entanto, apenas uma pequena parcela do trabalho desenvolvido na

universidade permeou para a prática. Dessa forma, surgiu a intenção de produzir um documento que pudesse facilitar esta transferência e, dessa maneira, proporcionar um maior retorno social do trabalho desenvolvido na universidade. Além das publicações já produzidas, havia o desejo de produzir um livro sobre o assunto e, por essa razão, optou-se por ampliar o escopo deste texto, indo um pouco além da estrita apresentação crítica da produção científica do autor.

A abrangência estendida do trabalho tem um caráter complementar, ou seja, amplia-se o escopo esperado para um texto destinado à livre docência e se produz algo direcionado ao livro que se pretende publicar em futuro próximo. Assim, este trabalho vem apresentar uma revisão sistematizada e crítica da produção de pesquisa do autor na área do concreto com baixos consumos de fibras. Além disso, circunstancia-se a pesquisa em cada um dos aspectos analisados no cenário pertinente do conhecimento científico já desenvolvido. Parte dos resultados já divulgados foi atualizada com pequenas adaptações de modo a ampliar o potencial de aplicação dos trabalhos já publicados que permanecem atuais e relevantes.

1.3 Objetivos

O objetivo principal deste texto é apresentar uma revisão crítica do trabalho de pesquisa do autor na área dos CRF. Para tal, faz-se uma revisão de toda a produção científica e tecnológica abordando o CRF de maneira atualizada. O conteúdo do texto referente à este objetivo constitui a maior parcela do seu conteúdo, ultrapassando os 80%.

Como objetivo secundário, procurou-se elaborar um texto com uma maior abrangência de modo torná-lo mais didático e aproximá-lo das características do livro de divulgação científica que se pretende publicar no futuro próximo. Assim, há o complemento do texto com informações que circunstanciem os trabalhos publicados pelo autor no estágio atual de conhecimento do setor e, simultaneamente, ampliem a didática do texto. A parcela do texto referente a esta parte complementar não ultrapassa 20% do conteúdo total.

1.4 Organização do texto

Para atingir os objetivos propostos, este documento foi organizado em sete capítulos. No primeiro capítulo há a introdução ao tema CRF apresentando sua importância para as obras de infra-estrutura. No capítulo 2 são apresentados os conceitos fundamentais ligados aos concretos com fibras, abrangendo, os materiais básicos e os aspectos ligados a interação entre fibra e matriz que governam o comportamento do compósito. Estes conceitos serão a base da discussão do conteúdo dos capítulos seguintes.

No capítulo 3 é focado o controle específico do CRF, abrangendo a tenacidade medida em prismas e em placas, a trabalhabilidade e o controle do teor de fibras do concreto no estado fresco e endurecido.

No capítulo 4 se aborda a dosagem dos concretos com fibras focando especialmente o concreto projetado e os concretos de consistência plástica. Com isto, tem-se abarcada as aplicações de pavimentos, anéis pré-moldados para o revestimento de túneis e também o concreto projetado que pode ser utilizado também para o revestimento de túneis e outras aplicações como o revestimento de taludes.

Duas das principais aplicações do CRF são analisadas de maneira especial devido à sua maior demanda técnica e o caráter inovador do trabalho de pesquisa desenvolvido na área. A primeira delas é o revestimento de túneis que é tratado no Capítulo 5. Ali são discutidos diversos aspectos específicos a partir dos subsídios apresentados nos capítulos anteriores. Este capítulo 5 está dividido em duas partes principais, quais sejam, os anéis segmentados para a produção dos túneis pelo sistema TBM (*Tunnel Boring Machine*) e o concreto projetado destinado aos revestimentos de túneis produzidos pelo sistema NATM (*New Austrian Tunnelling Method*). Estas são os dois principais sistemas de produção de túneis empregados no Brasil e internacionalmente.

O capítulo 6 aborda os tubos de concreto reforçados com fibras de aço. Como se trata de um componente, este capítulo é bem mais abrangente que o anterior dada a especificidade da aplicação. Assim, são tratados aqui aspectos relativos à produção dos tubos, a trabalhabilidade do compósito e a normalização específica. Também são abordados o comportamento mecânico do tubo, onde se faz uma comparação com o comportamento apresentado

pelos tubos com armadura convencional, o controle específico dos componentes e também a dosagem das fibras para o atendimento às exigências de desempenho mecânico do componente.

O capítulo 7 apresenta os comentários finais da tese, suas principais conclusões e sumariza os temas destinados a futuras pesquisas na área do CRF.

2 Conceitos fundamentais

2.1 As fibras

Como foi dito antes, o CRF pode ser considerado um compósito, onde as fibras tem um papel essencial. As fibras são elementos descontínuos, cujo comprimento é bem maior que a maior dimensão da seção transversal. As fibras destinadas ao reforço do concreto são atualmente chamadas de maneira genérica como macro-fibras e podem ser de aço ou poliméricas. Há também as microfibras, poliméricas em geral, cujo emprego não foca o reforço do concreto. Os aspectos gerais dessas fibras estão discutidos a seguir.

2.1.1 Aspectos básicos

Geralmente, as fibras de aço possuem extremidades na forma de gancho para aumentar sua ancoragem e têm comprimento variando de 25 mm, chamadas fibras curtas (Figura 2.1a), a 60 mm, chamadas fibras longas (Figura 2.1b). Podem ser fornecidas soltas (Figura 2.1a e 2.1b) ou coladas em pentes (Figura 2.1c). Como apresentado no item 3.3, estas fibras coladas facilitam o processo de mistura e homogeneização do material.

Como mencionado, o Brasil já conta com a norma de especificação para as fibras de aço ABNT NBR 15530 (2007). Sua elaboração contou com a participação direta do autor na comissão de estudos. Esta norma traz várias contribuições como a determinação de uma tipologia e classificação de fibras de aço (FIGUEIREDO, 2008a). Esta classificação, proposta pelo autor e aceita pela comissão de estudos, se encontra apresentada na Tabela 2.1. Nessa tabela, pode-se observar a configuração geométrica dos tipos e classes de fibras previstas pela norma. Esta classificação permitiu estabelecer os requisitos e tolerâncias específicas do material que se encontram apresentadas no item 2.1.2 em conjunto com as demais exigências da norma. São previstos na norma três tipos básicos de fibras em função de sua conformação geométrica:

- Tipo A: fibra de aço com ancoragens nas extremidades
- Tipo C: fibra de aço corrugada
- Tipo R: fibra de aço reta

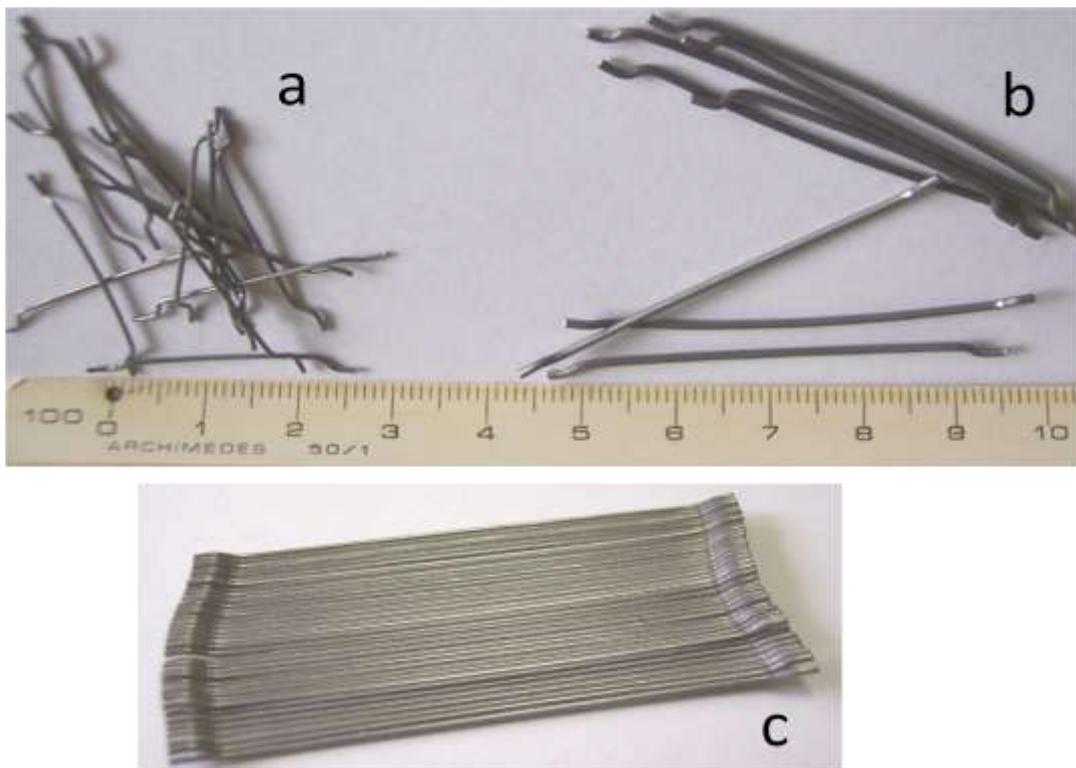
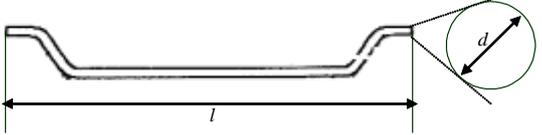
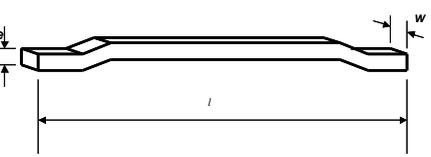
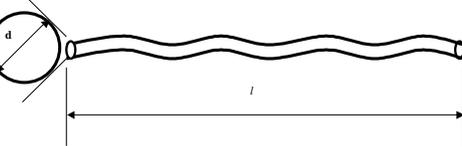
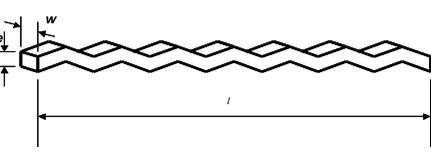
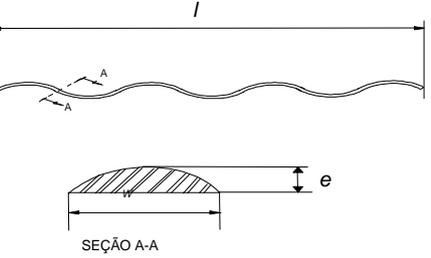
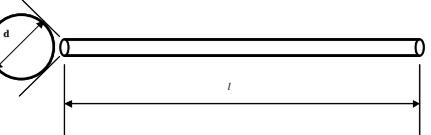
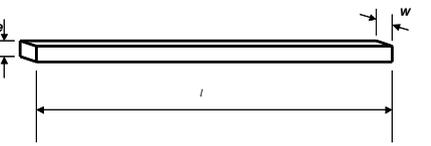


Figura 2.1 – Fibras de aço soltas curtas (a) e longas (b) e longas coladas (c) (Figueiredo, 2005a).

Deve-se atentar para o fato que esta configuração geométrica, associada a cada um dos tipos de fibra de aço, não contempla o formato da seção transversal, mas somente o perfil longitudinal da fibra. O formato da seção transversal irá depender do tipo de aço utilizado na produção da fibra que pode ser trefilado ou laminado. Assim, além dos tipos, a especificação brasileira prevê três classes de fibras, as quais foram associadas ao tipo de aço que deu origem às mesmas:

- Classe I: fibra oriunda de arame trefilado a frio
- Classe II: fibra oriunda de chapa laminada cortada a frio
- Classe III: fibra oriunda de arame trefilado e escarificado

Tabela 2.1 – Classificação e geometria das fibras de aço para reforço de concreto (Figueiredo et al., 2008).

Tipo	Classe da fibra	Geometria
A	I	
	II	
C	I	
	II	
	III	
R	I	
	II	

Deve-se atentar para o fato de que, ao adotar esta classificação, a norma procurou cobrir a maioria, se não a totalidade, das fibras disponibilizadas no mercado brasileiro à época. Isto possibilitou o estabelecimento de requisitos mínimos que poderão ser correlacionados com o desempenho final do CRFA (FIGUEIREDO et al., 2008). Como exemplo

ilustrativo, pode-se relatar o fato de que, quando esta norma foi publicada, era possível encontrar a fibra tipo A-II, a qual se encontra ilustrada na Figura 2.2. No entanto, por dificuldades de mercado a mesma teve sua produção encerrada no Brasil. Por outro lado, fibras do tipo C-III (Figura 2.3), apesar de apresentarem baixo desempenho em relação à concorrência (FIGUEIREDO, 1997), ainda se encontram disponíveis no mercado brasileiro. Isto ocorre devido ao baixo custo deste tipo de fibra que é produzida a partir do fio chato que sobra da produção da lã de aço, tratando-se, portanto de um resíduo industrial. Este fio é cortado no comprimento desejado, o qual varia de 25 mm a 60 mm, e conformado longitudinalmente para se obter o formato corrugado. Isto tem por objetivo melhorar a aderência da fibra com a matriz.



Figura 2.2 – Fibras de aço tipo A-II segundo a norma ABNT NBR 15530 (2007) produzida a partir de chapas de aço cortadas (Figueiredo, 2005a).



Figura 2.3 – Fibras de aço tipo C-III segundo a norma ABNT NBR 15530 (2007) produzida a partir fios de aço escarificados (Figueiredo, 2005a).

As fibras de polipropileno são fornecidas em duas formas básicas: as microfibras e as macrofibras. As microfibras, por sua vez, possuem dois tipos básicos, quais sejam, as monofilamento e as fibriladas. As fibriladas (Figura 2.4a) apresentam-se como uma malha de finos filamentos de seção retangular. A estrutura em malha das fibriladas promove um aumento na adesão entre a fibra e a matriz, devido a um efeito de intertravamento (BENTUR; MINDESS, 1990). As fibras chamadas de monofilamento consistem em fios cortados em comprimento padrão (Figura 2.4b).

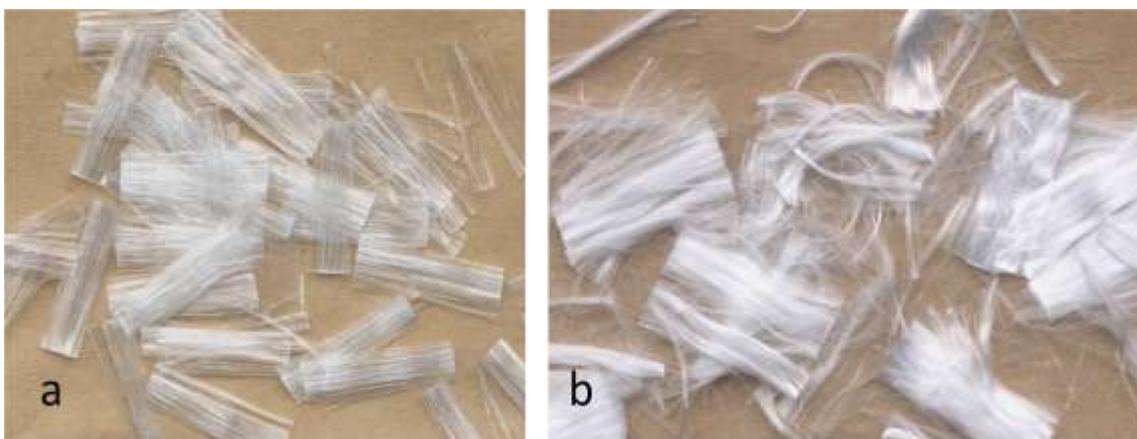


Figura 2.4 – Fibras de polipropileno fibriladas (a) e monofilamento (b) (Figueiredo, 2005a).

As macrofibras de base polimérica surgiram no mercado internacional nos anos 1990 quando começaram a ser fornecidas em cilindros que consistiam em feixes de um grande número de fibras unidos por uma fita externa (Figura 2.5). As primeiras aplicações ocorreram para o concreto projetado, especialmente na Austrália e no Canadá (MORGAN; RICH, 1996). Aos poucos esta tecnologia se disseminou e chegou ao Brasil em anos mais recentes. Atualmente, existem vários fabricantes disponibilizando diferentes tipos de macrofibras no mercado brasileiro, como ocorre com os exemplos apresentados na Figura 2.6. No entanto, ao contrário das fibras de polipropileno convencionais, estas macrofibras foram concebidas para se obter um reforço estrutural, nos mesmos moldes que uma fibra de aço. Também se encontram atualmente disponível no mercado brasileiro, fibras que mesclam estes dois tipos de polipropileno, como a apresentada na Figura 2.7. Estas fibras compostas foram produzidas com a intenção de propiciar ao concreto

para pavimentos uma condição otimizada de controle de fissuração nas primeiras idades e reforço no estado endurecido.



Figura 2.5: Cilindro de macrofibras poliméricas produzido para lançamento direto na betoneira para mistura no concreto (Figueiredo, 2010a).



Figura 2.6 – Macrofibras poliméricas disponíveis no mercado brasileiro fornecidas soltas (Figueiredo, 2010a).

O papel que a fibra irá desempenhar no concreto irá depender de uma série de características da mesma. No entanto, para a classificação básica do material, as propriedades que são mais relevantes são o módulo de elasticidade e a resistência mecânica, pois estas duas propriedades irão definir a capacidade de reforço que a fibra pode proporcionar ao concreto

(FIGUEIREDO, 2005a). As fibras que possuem módulo de elasticidade inferior ao do concreto endurecido, como as de polipropileno e náilon, são tradicionalmente chamadas de fibras de baixo módulo. Já as fibras que possuem módulo de elasticidade superior ao do concreto são conhecidas como fibras de alto módulo.



Figura 2.7 – Macrofibras poliméricas fornecidas como uma mescla de fibras de baixo e de alto módulo de elasticidade (Figueiredo, 2011).

Para ilustrar a importância deste aspecto, foi produzido o esquema simplificado apresentado na da Figura 2.8. Neste esquema existe uma matriz hipotética reforçada com três tipos de fibras, uma de baixo módulo de elasticidade e duas de alto módulo, sendo uma de baixa e outra de alta resistência mecânica. Todas as fases deste compósito hipotético foram consideradas como de comportamento elástico perfeito. A curva de tensão por deformação da matriz está representada pela linha O-A, enquanto as linhas O-B e O-C representam o trabalho elástico das fibras de alto módulo com alta e baixa resistência respectivamente. O comportamento da fibra de baixo módulo se encontra representado pela linha O-D. Supondo que, inicialmente, as fibras estão perfeitamente embutidas na matriz e há uma aderência perfeita entre ambas, o compósito quando for submetido a uma tensão de tração irá se deformar com diferentes níveis de tensão para cada uma das fases. No momento em que a matriz que está sendo carregada chega próximo à sua tensão de ruptura (ponto A) o nível de tensão atingido pela fibra de baixo módulo (ponto D) é bem mais baixo que o da matriz. Ou seja, quando a matriz se rompe, surgindo assim uma fissura na mesma, a fibra de baixo módulo

apresenta uma tensão mais baixa que a matriz nesse nível de deformação (σ fibra de E baixo); logo, para que a fibra de baixo módulo apresente capacidade de reforço, deverá estar presente na matriz em elevado teor, para que a tensão por fibra não exceda a tensão de ruptura, a qual guarda certa proporcionalidade para o próprio módulo de elasticidade (Tabela 2.2).

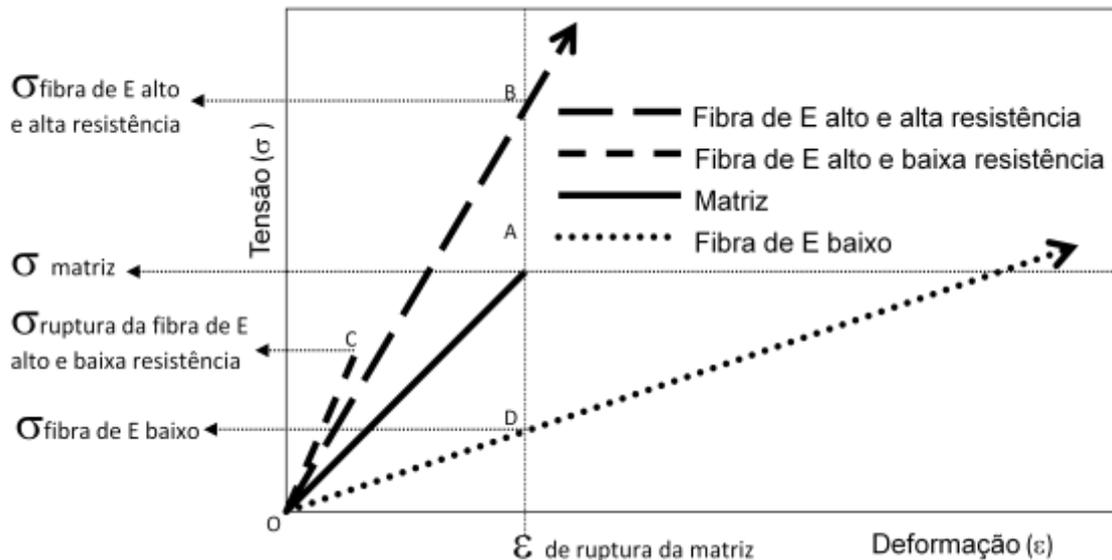


Figura 2.8 – Diagrama de tensão por deformação elástica de matriz e fibras de alto e baixo módulo de elasticidade trabalhando em conjunto (Figueiredo, 2005a).

O nível de tensão na fibra também não pode ser muito alto de modo a produzir um elevado nível de deformação da mesma, o que irá se refletir numa grande abertura de fissura. Assim, este tipo de fibra é convencionalmente considerado como de baixa capacidade de reforço pós-fissuração. Devido a isso, os teores dessas fibras, medidos em volume, devem ser muito elevados para possibilitar o reforço da matriz, o que pode inviabilizar a aplicação do material devido aos elevados custos e à dificuldade que será produzida para a manutenção da trabalhabilidade do concreto. Já a fibra de alto módulo de elasticidade apresentará um elevado nível de tensão (σ fibra de E alto e alta resistência) no momento em que o compósito atinge sua deformação crítica (ϵ de ruptura da matriz) pouco antes de sua ruptura. Isto permitirá a este tipo de fibra proporcionar um elevado nível de reforço da matriz quando esta se romper, mesmo com consumos de fibras mais baixos, caso sua resistência não seja superada, o que é muito freqüente quando se utiliza um consumo muito baixo de fibras.

Tabela 2.2 – Valores de resistência mecânica e módulo de elasticidade para diversos tipos de fibra e matrizes (Bentur; Mindess, 1990).

Material	Diâmetro (µm)	Densidade (g/cm ³)	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à tração (GPa)	Deformação na ruptura (%)
Aço	5-500	7,84	190-210	0,5-2	0,5-3,5
GVidro	9-15	2,60	70-80	2-4	2-3,5
Amianto	0,02-0,4	2,6	160-200	3-3,5	2-3
Polipropileno fibrilado	20-200	0,9	1-7,7	0,5-0,75	8,0
Kevlar	10	1,45	65-133	3,6	2,1-4,0
Carbono	9	1,9	230	2,6	1,0
Nylon	–	1,1	4,0	0,9	13-15
Celulose	–	1,2	10	0,3-0,5	–
Acrílico	18	1,18	14-19,5	0,4-1,0	3
Polietileno	–	0,95	0,3	0,7x10 ⁻³	10
Fibra de madeira	–	1,5	71	0,9	–
Sisal	10-50	1-50	–	0,8	3,0
Matriz de cimento (para comparação)	–	2,50	10-45	3,7x10 ⁻³	0,02

Por outro lado, mesmo que uma fibra tenha elevado módulo de elasticidade, mas tenha uma baixa resistência à tração ou ao cisalhamento, sua capacidade de reforço pós-fissuração também será reduzida ou até inexistente. Ou seja, a combinação de baixa resistência e alto módulo irá corresponder necessariamente a um material frágil de baixa capacidade de deformação elástica. Assim, fibras com estas características terão inviabilizadas suas capacidades de apresentar condições de reforçar a matriz após sua fissuração. Observando-se a linha O-C da Figura 2.8, pode-se constatar que, no momento em que ocorre a ruptura da matriz (ponto A), também se terá ultrapassado seu limite último de deformação. Qualquer que seja a situação, como a utilização de baixo ou alto consumo de fibra, haverá a ruptura das fibras antes da ruptura da matriz. Ou seja, quando a matriz se romper, as fibras já terão sido rompidas e não conferirão nenhum tipo de reforço. Dessa forma, só são consideradas fibras com capacidade de reforço das matrizes cimentícias, aquelas que apresentam maior capacidade de deformação na ruptura e maior resistência à tração que a matriz de concreto,

conforme o ilustrado na Tabela 2.2. Este aspecto é importante, pois a base do desempenho dos concretos reforçados com fibras está no papel exercido pelas fibras como ponte de transferência de tensão pelas fissuras surgidas no momento da ruptura da matriz, como será mais bem discutido adiante.

Pode-se concluir assim que a eficiência de reforço das fibras de baixa resistência e baixo módulo de elasticidade será tão maior quando menores forem o módulo de elasticidade e a resistência do concreto, como ocorre quando este material está no estado fresco e no início de seu processo de endurecimento. Assim, fibras de polipropileno e náilon são freqüentemente utilizadas para o controle de fissuração plástica em pavimentos (TANESI; FIGUEIREDO, 2001). Vale ressaltar que essas fibras não eliminam a necessidade de realização de uma boa cura, mas atuam no sentido de minimizar o risco de fissuração plástica. No entanto, estas fibras podem vir a ser muito interessantes em aplicações onde o reforço da matriz não é o principal objetivo. Nesta condição se encontra, por exemplo, a proteção contra danos físicos durante incêndios em túneis. Tal preocupação foi levantada após o acidente ocorrido no Eurotúnel, onde um incêndio produziu o lascamento explosivo do revestimento de concreto devido à tensão interna gerada pela pressão de vapor com total comprometimento do revestimento (RLE, 1997). Com a utilização de fibras de polipropileno pode-se evitar este tipo de problema, pois com o aumento da temperatura, elas se fundiam produzindo um caminho livre para a saída do vapor de água (NINCE et al., 2003a), conforme o ilustrado pela Figura 2.9. Apesar da ação do fogo sempre trazer danos ao concreto, reduzindo sua capacidade resistente, a fibra possibilita ao material se manter íntegro mesmo que degradado (NINCE et al., 2003b). No entanto, a eficácia da fibra é muito dependente da resistência da matriz e da sua condição de saturação (NINCE, 2007) ou o uso de adições (NINCE; FIGUEIREDO, 2008). No entanto, como o foco desta tese é o reforço mecânico proporcionado pelas fibras ao concreto, este assunto não será desenvolvido de maneira mais detalhada.

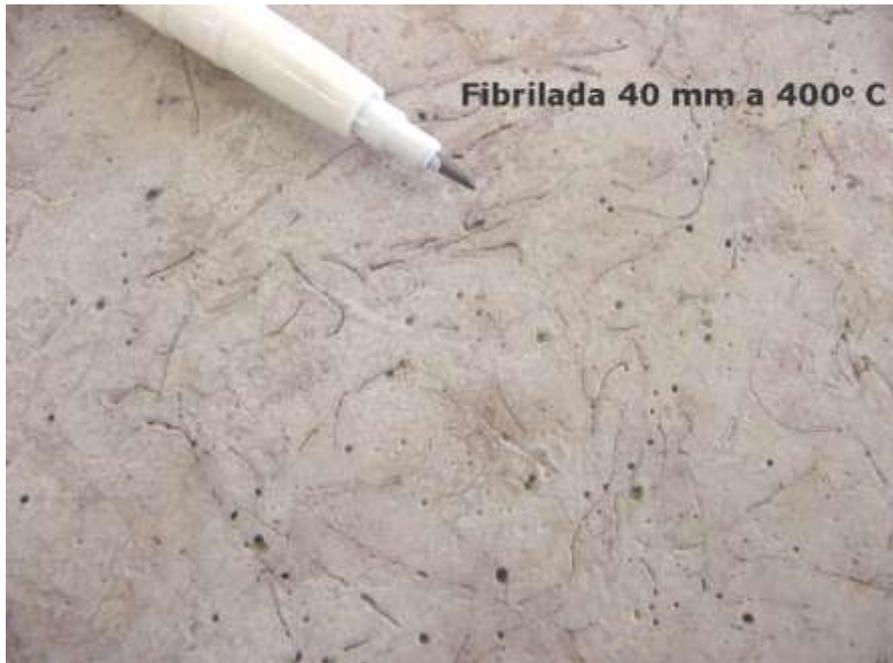


Figura 2.9 – Canais deixados pelas fibras de polipropileno fibriladas após a exposição do concreto a temperaturas de 400°C (Nince et al. 2003a).

Já as fibras de aço, que possuem alta resistência e alto módulo de elasticidade, atuam como um reforço do concreto endurecido, podendo até substituir a armadura convencional em algumas aplicações. Outras fibras de maior capacidade resistente, como é o caso das fibras de carbono, acabam por não serem utilizadas como reforço da matriz de concreto devido a seu elevado custo. Outra grande vantagem da fibra de aço é o fato de já contar com norma de especificação no Brasil, definindo as exigências que garantem sua capacidade de atuar como reforço do concreto, conforme está discutido no próximo item.

2.1.2 Exigências da norma brasileira para as fibras de aço

Conforme o apontado por Figueiredo (2008a), na elaboração da especificação brasileira para fibras de aço ABNT NBR 15530 (2007), intitulada “Fibras de aço para concreto – Especificação” procurou-se regular dois fatores primordiais: a geometria da fibra e a resistência do aço que lhe deu origem. Isto advém do fato da geometria da fibra ser um dos principais aspectos definidores do desempenho do compósito, conforme discutido no item 2.3.2. Outro fator relevante na definição do desempenho da fibra no concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) é a resistência do aço utilizado na sua produção (item

2.3.3) que é particularmente mais significativa para concretos de maior resistência mecânica. Assim, os requisitos e tolerâncias especificados para as fibras procuram regular, primordialmente, estes dois aspectos.

A definição da resistência mínima do aço ocorre em função da classe da fibra analisada. Na Tabela 2.3 se encontram apresentados o nível de resistência mínima do aço e a respectiva classe da fibra. Constata-se que a norma prevê diferentes níveis de resistência em função do tipo e, principalmente, da classe de fibra. Isto configura uma evolução em relação à normalização internacional como da ASTM A820, onde o nível de resistência mínimo especificado é de 345 MPa, independentemente do tipo de fibra de aço. No Brasil, a menor resistência prevista para o aço da fibra será 500 MPa, ou seja, um nível superior ao requerido para fibras no EUA.

Tabela 2.3 – Requisitos especificados pela norma ABNT NBR 15.530 (2007) para as fibras de aço.

Fibra	Limite de resistência a tração do aço MPa (*) f_u
A I	1000
A II	500
C I	800
C II	500
C III	800
R I	1000
R II	500
(*)Esta determinação deve ser feita no aço, no diâmetro equivalente final imediatamente antes do corte.	

A grande dificuldade encontrada na normalização da resistência da fibra reside no fato de não se poder realizar com facilidade o ensaio de tração que caracteriza o material diretamente na fibra devido às suas pequenas dimensões. Assim, optou-se pela pré-qualificação da matéria-prima que deve ser realizada pelo fabricante segundo as normas ABNT NBR 6207 - Arames de aço: Ensaio de tração e ASTM A 370 - *Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products*. A NBR 6207 define o ensaio a ser empregado na determinação da resistência do aço utilizado na produção das fibras Classe I e III, enquanto a norma ASTM A370 deve ser empregada na qualificação do aço destinado à produção das fibras Classe II.

Outra preocupação do grupo que participou da elaboração da norma foi a garantia de uma ductilidade mínima para a fibra de aço, o que é fundamental para evitar a fragilização do compósito (FIGUEIREDO, 2005a). Para isto, foi estabelecido o ensaio de dobramento da fibra, o qual deve ser executado diretamente nas fibras em uma amostra de 10 exemplares retirados aleatoriamente de cada lote a ser analisado. Neste ensaio, deve-se verificar manualmente o dobramento da fibra sobre um pino de 3,2 mm de diâmetro a uma temperatura acima de 16° C. Neste ensaio, as fibras devem ser dobradas até formarem um ângulo de 90° (Figura 2.10) sem quebra em, no mínimo, 90% das fibras ensaiadas.

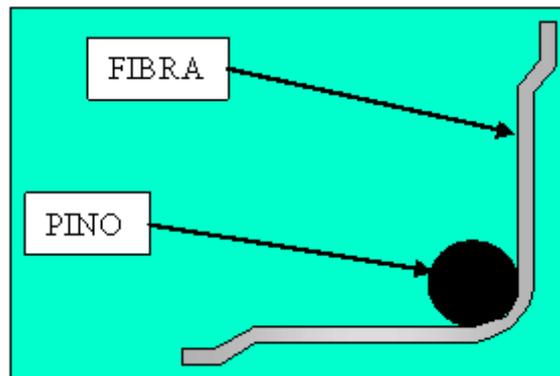


Figura 2.10 – Esquema adotado no ensaio de dobramento da fibra de aço segundo o previsto na norma ABNT NBR 15.53 (2007).

Uma das principais preocupações observada na elaboração da especificação das fibras de aço para concreto foi a de evitar uma variação exagerada de desempenho futuro do CRFA provocada pela variabilidade do fator de forma da fibra (λ) (FIGUEIREDO, 2008a). O fator de forma é a relação geométrica obtida a partir da divisão do comprimento da fibra (l), não alongado, pelo diâmetro do círculo com área equivalente à de sua seção transversal. Este diâmetro foi definido na norma como diâmetro equivalente (d_e). Assim, o fator de forma de uma fibra é dado pela equação 1.

$$\lambda = l \div d_e \quad (1)$$

Onde,

λ = fator de forma da fibra;

l = comprimento da fibra (mm) e

d_e = diâmetro equivalente da fibra (mm).

Esta determinação é relativamente simples para as fibras de Classe I, oriundas de fios de aço trefilado onde basta dividir o comprimento “*l*” pelo diâmetro médio da seção transversal calculado através da equação 2:

$$d_e = (d_1 + d_2) / 2 \quad (2)$$

Onde,

d_1 e d_2 = medidas em milímetros tomadas na região central da fibra em duas direções ortogonais entre si. Estas medidas estão esquematicamente inseridas nas figuras apresentadas na Tabela 2.1.

As fibras A-II, C-II e R-II têm seu diâmetro equivalente determinado através da equação 3, que leva em conta as dimensões da seção transversal, sendo a menor definida por “*e*” e a maior definida por “*w*”, conforme o apresentado nas figuras inseridas na Tabela 2.1, onde também é possível verificar como o comprimento total (*l*) deve ser determinado.

$$d_e = \sqrt{(4 \cdot e \cdot w) / \pi} \quad (3)$$

As fibras C-III são especificadas pela faixa de diâmetros equivalentes (d_e) obtidos através da maior dimensão da seção transversal (*w*) e da menor dimensão da seção transversal (*e*), comprimento total da fibra (*l*). O diâmetro equivalente (d_e) deve ser calculado através da equação 4.

$$d_e = \sqrt{2(3 \cdot e^3 + 4 \cdot e \cdot w^2) / (3 \cdot w \cdot \pi)} \quad (4)$$

Determinado o fator de forma através dos comprimentos de fibra e do diâmetro equivalente das mesmas, deve-se verificar se elas atendem à exigência da especificação quanto aos seus valores mínimos. Estes valores são função da classe da fibra, ou seja, têm uma correspondência direta com o tipo de aço utilizado para sua produção. As fibras com maior nível de exigência neste aspecto são as de aço trefilado, conforme pode ser observado na Tabela 2.4. Ressalte-se o fato que a definição de um valor mínimo para o fator de forma independe do tipo de fibra, ou seja, independe da sua conformação geométrica. Isto ocorre porque o fator de forma é função do diâmetro equivalente, o qual pode ser bem reduzido quando se realiza a trefilação do aço, ao contrário das chapas cortadas. Já o aço trefilado e escarificado é normalmente aproveitado da sobra da produção da lã de aço, o que impede um maior controle de sua conformação transversal.

Tabela 2.4 – Requisitos de fator de forma mínimo das fibras de aço para concreto especificados pela norma ABNT NBR 15.530 (2007).

Classe da fibra	Tipo de aço	Fator de forma mínimo λ
I	Fio de aço trefilado	40
II	Chapa de aço cortada	30
III	Fio de aço trefilado e escarificado	30

Para as fibras produzidas a partir de arames trefilados (A-I, C-I e R-I) e chapas cortadas (A-II, C-II e R-II) a norma permite uma variação para o comprimento (l) em relação ao valor especificado de 5 %. Para fibras com comprimento menor ou igual a 35 mm a variação permitida para o comprimento (l) em relação ao valor especificado é de 10%. A variação máxima permitida para os valores de d_e em relação ao valor nominal deve ser de 5%, enquanto a variação máxima permitida para a diferença entre as medidas d_1 e d_2 é de 4%. A norma alerta para o fato de que as medições devem ser feitas nas fibras sem nenhuma retificação. Estes limites rigorosos têm a intenção de preservar o CRFA de uma maior variabilidade nas suas propriedades. No entanto, para as fibras produzidas a partir de fios trefilados e escarificados (C-III), não há possibilidade técnica de se manter este mesmo rigor e, por isto, as tolerâncias foram maiores. Variação máxima permitida para o comprimento (l) em relação ao valor especificado é de 5%. Já a variação máxima permitida para o valor de d_e em relação ao valor especificado não pode ultrapassar 0,15mm.

A norma prevê que a medição das dimensões deve ser executada para cada lote em uma amostra de 60 fibras coletadas de, no mínimo, 10% das embalagens que compõem o referido lote. Os valores individuais medidos devem atender aos requisitos estabelecidos em no mínimo 90% das fibras ensaiadas. A definição do lote pela norma considera que o mesmo corresponde a uma quantidade máxima de quatro toneladas de fibra ou o correspondente a cada remessa, caso seja inferior a esta quantidade.

Toda esta preocupação da norma com a variação dimensional é para se garantir que o fator de forma da fibra não apresente grandes variações para não prejudicar o comportamento do CRFA quanto à resistência pós-fissuração.

A influência do fator de forma nas propriedades do CRF já foi evidenciada há bastante tempo (item 2.3.2).

Existe sempre a possibilidade de ocorrerem fibras com defeitos, dado o grande número das fibras presente num quilograma do material. A verificação destes defeitos deve ser executada para cada lote que está sendo analisado em uma amostra de no mínimo 200 gramas, segundo a norma. O lote deve ser aceito quando a amostra apresentar, no máximo, 5 % da massa de fibras com defeitos. A norma considera defeituosas fibras de qualquer tipo que estiverem emendadas pelo topo, conforme o apresentado na Figura 2.11. Este defeito é particularmente prejudicial quando da utilização das fibras no concreto projetado, pois podem produzir graves entupimentos durante a projeção. Outro defeito previsto pela norma e que deve ser controlado é quando ocorre o corte da ancoragem nas fibras do tipo A, conforme o apresentado na Figura 2.12. Este defeito não prejudica a condição de aplicação do concreto. Porém, se ocorrer em uma quantidade grande de fibras poderá prejudicar a tenacidade do concreto, por reduzir o seu fator de forma real. Assim, estaria prejudicando aquela que é a principal contribuição da fibra para o CRF (item 2.3). A norma aceita certa oxidação superficial, caso a mesma seja removível sem a utilização de material abrasivo e que as exigências de tolerância dimensional sejam atendidas simultaneamente.

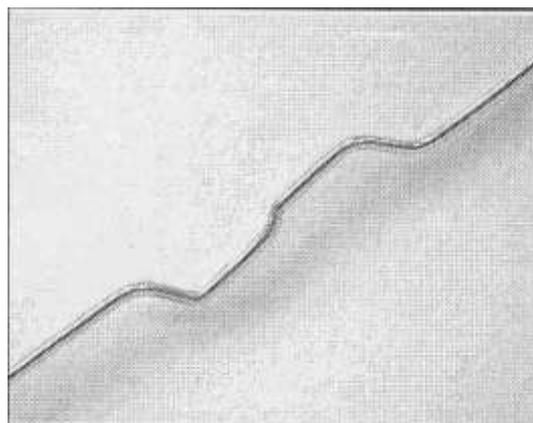


Figura 2.11 – Fibras emendadas pelo topo (ABNT NBR 15.530, 2007).

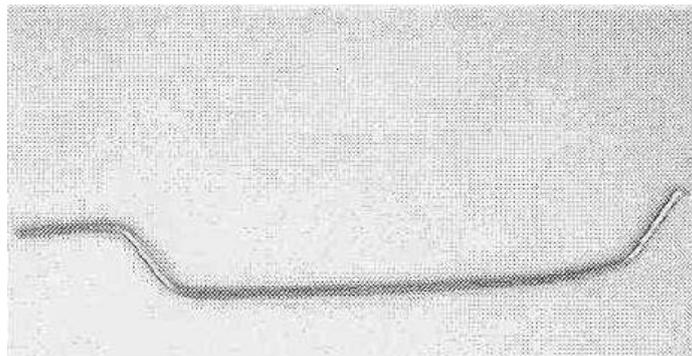


Figura 2.12 – Fibras sem ancoragem completa (ABNT NBR 15.530, 2007).

A norma prevê que, para a aceitação de um lote amostrado e ensaiado, o mesmo deve se mostrar em conformidade com todas as exigências estabelecidas para a resistência ao dobramento, de variação dimensional e atendendo aos limites impostos para a quantidade de fibras defeituosas. Ela estabelece um plano de amostragem, conforme o apresentado na tabela 2.5. Se algum lote não atender aos requisitos, está prevista a realização de um novo plano de ensaios no respectivo quesito, sendo que deve ser utilizada uma amostra com o dobro do tamanho da anterior. Caso o resultado negativo se confirme, o lote deverá ser então definitivamente rejeitado.

Tabela 2.5 – Plano de amostragem preconizado pela norma ABNT NBR 15.530 (2007) para um lote de fibras que será submetido ao controle de recebimento.

Ensaio	Amostra mínima	Porcentagem mínima de fibras em conformidade com os requisitos
Dobramento	10 fibras	90
Verificação dimensional	60 fibras	90
Verificação de defeitos	200g	95

A nova especificação de fibras de aço para concreto, pode ser considerada um marco da tecnologia do CRF no Brasil (FIGUEIREDO, 2008a). Ela traz avanços tecnológicos incorporados, como o nível de exigência elevado para a resistência do aço, o que é perfeitamente compatível com a condição de produção de fibras hoje instalada no país. Além disso, os requisitos especificados, além de atenderem a condição nacional, podem ser

considerados em conformidade com o mercado externo, ou seja, uma fibra produzida no Brasil e que atenda aos requisitos desta especificação, estará em condições de ser aceita em qualquer mercado internacional.

2.2 A matriz de concreto

O concreto de cimento Portland já é, por si só, um composto formado por várias fases: a pasta de cimento, os agregados miúdos, os graúdos e os poros. É o único material estrutural que normalmente é processado pelos próprios engenheiros civis de modo a atender as exigências de engenharia, tanto para as condições de aplicação, como para seu comportamento no estado endurecido. Assim, é possível obter uma grande variação de suas propriedades em função do tipo de componentes principais e de suas proporções, bem como da utilização de uma grande variedade de aditivos e adições. A esta série muito grande de opções disponíveis para a engenharia da matriz, soma-se a possibilidade da modificação do seu comportamento com a adição de fibras.

A princípio, praticamente todos os concretos, sejam eles plásticos, fluídos ou secos, de baixa ou alta resistência podem ser reforçados com fibras. No entanto, o ganho de desempenho não é atingido sem que princípios tecnológicos básicos sejam observados. As fibras terão sempre uma ação de aumento no custo unitário, poderão dificultar a mobilidade das partículas maiores, reduzindo assim a fluidez do material, e também proporcionar uma resistência à propagação das fissuras que possam vir a surgir na matriz. Estas fissuras podem ser originadas por inúmeras causas. Entre as principais está a própria retração da pasta de cimento dentro da matriz. Esta retração é restringida pelos agregados que são bem mais rígidos causando esforços de tração na pasta e sua possível fissuração. Esta fissuração pode ocorrer até em argamassas, como as observadas na micrografia da Figura 2.13 e, conseqüentemente, podem ser freqüentes em concretos cujos agregados têm maiores dimensões. Estas fissuras irão conduzir a uma indução de tensões em suas bordas quando o material é carregado, facilitando a ruptura do material.

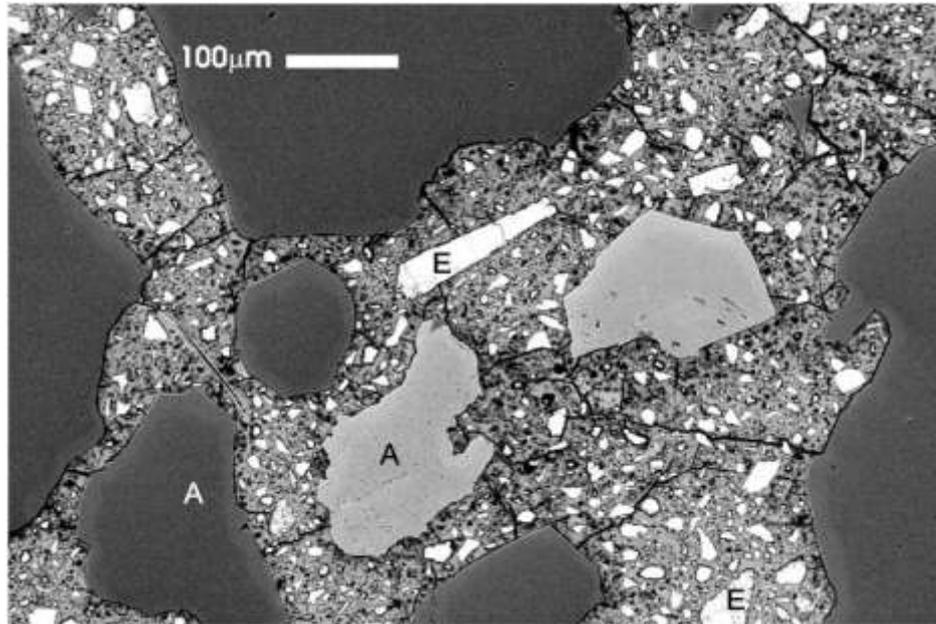


Figura 2.13 – Imagem de micrografia obtida por eletros retroespalhados de argamassa de cimento de escória ativada com silicato de sódio já apresentando fissuras na pasta (John, 1995).

Assim, o concreto apresenta resistência à tração direta bem inferior à resistência à compressão cuja relação está, geralmente, em torno de 7% e 11% (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Ou seja, as fissuras que se formam ou já estão presentes no concreto prejudicam muito mais o material quando solicitado à tração do que à compressão.

Pode-se associar a reduzida capacidade de resistência à tração do concreto à sua grande dificuldade de interromper a propagação das fissuras quando é submetido tensões de tração (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Isto é particularmente intenso quando a direção de propagação das fissuras é transversal à direção principal de tensão. Assim que se principia o crescimento de cada nova fissura, a área disponível de suporte de carga é reduzida causando um aumento das tensões presentes nas extremidades das fissuras. Logo, a ruptura à tração é causada por algumas fissuras que se unem e não por numerosas fissuras, como ocorre quando o concreto é comprimido (MEHTA; MONTEIRO, 2008). O impacto de uma fissura na tensão efetiva aplicada ao material pode ser avaliada pela modelagem representada na Figura 2.14. Pela teoria da fratura, pode-se estimar a tensão de borda de uma fissura como as esquematizadas na Figura 2.14 onde o seu comprimento “a” é bem maior que o raio da borda ρ_e , da seguinte forma:

$$\sigma_m = 2\sigma_0(a/\rho_e)^{1/2} \quad (5)$$

Onde,

σ_m = tensão na extremidade da fissura

σ_0 = tensão de tração aplicada no material

a = $1/2$ comprimento da fissura interna ou comprimento da fissura superficial

ρ_e = raio de curvatura da extremidade da fissura

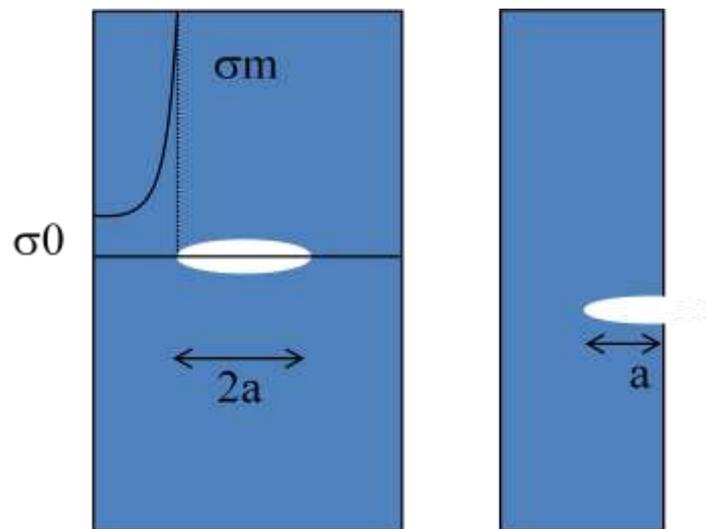


Figura 2.14 – Representação simplificada da transferência de tensão de compressão por meio de uma superfície (adaptado de Callister, 2002)

Pode-se ligar este conceito à teoria de Griffith (CALLISTER, 2002) que associa a ruptura do material a uma energia de superfície que deve ser formada através da determinação da tensão crítica de propagação de fissura:

$$\sigma_c = (2E\gamma_s/\pi a)^{1/2} \quad (6)$$

Onde,

E = módulo de elasticidade

γ_s = energia de superfície específica

a = metade do comprimento de uma fissura interna

Ou seja, quanto maior for a falha na matriz, menor é a tensão crítica para a propagação da fissura. Isto pode ser utilizado para a determinação da tenacidade à fratura:

$$K_c = Y(a/W)\sigma_c (\pi a)^{1/2} \quad (7)$$

Onde,

K_c = tenacidade à fratura

Y = função adimensional dependente de a (comprimento da fissura) e W (largura da peça).

Assim, pode-se concluir que, por apresentar uma superfície total de ruptura menor, o gasto energético associado à ruptura por tração no concreto é também reduzido quando comparada à energia associada à ruptura por compressão. Logo o trabalho de ponte de transferência de tensão que a fibra realiza através das fissuras do concreto é um mecanismo muito interessante de aumento da energia associada à ruptura do material à tração. Este comportamento auxilia também na restrição à propagação de fissuras por reduzir o efeito da concentração de tensões em sua borda e, logo, aumenta a tensão crítica de propagação de fissura. Estes aspectos estão mais bem discutidos no próximo item.

2.3 O compósito e a interação fibra-matriz

No concreto simples, representado na Figura 2.15a, uma fissura irá proporcionar uma barreira à propagação de tensões de tração, representadas simplificadaamente pelas linhas de tensão. Esse desvio das linhas de tensão irá implicar numa concentração de tensões nas extremidades da fissura e, no caso de essa tensão superar o valor da tensão crítica, ocorrerá a ruptura abrupta do material. Caso o esforço seja cíclico, pode-se interpretar a ruptura por fadiga da mesma forma. Assim, para cada ciclo há uma pequena propagação das microfissuras e, conseqüentemente, um aumento progressivo na concentração de tensões em sua extremidade até que ocorra a ruptura completa do material. Assim, a partir do momento em que a fissura atinge um comprimento crítico, ocorre a ruptura abrupta do material, caracterizando um comportamento tipicamente frágil. Assim, não se pode contar com nenhuma capacidade resistente residual à tração do concreto fissurado.

Quando se adicionam fibras de resistência e módulo de elasticidade adequados e num teor apropriado, o concreto deixa de ter o caráter marcadamente frágil. Isso ocorre pelo fato de a fibra servir como ponte de transferência de tensões pelas fissuras, cuja concentração de tensões nas extremidades será então minimizada, conforme o ilustrado na Figura 2.15b. Com isso, tem-se uma grande redução da velocidade de propagação das fissuras no compósito que passa a ter um comportamento pseudo-dúctil ou não frágil. Em outras palavras, apresenta certa capacidade resistente após a fissuração. Assim, com a utilização de fibras, poderá ser obtida uma menor

fissuração do concreto. Este fato pode vir a recomendar sua utilização mesmo para concretos convencionalmente armados, como uma armadura complementar para reduzir a fissuração do material (MINDESS, 1995). Já é conhecimento clássico o fato de que, com a utilização de fibras, será assegurada uma menor fissuração do concreto (LI, 1992).

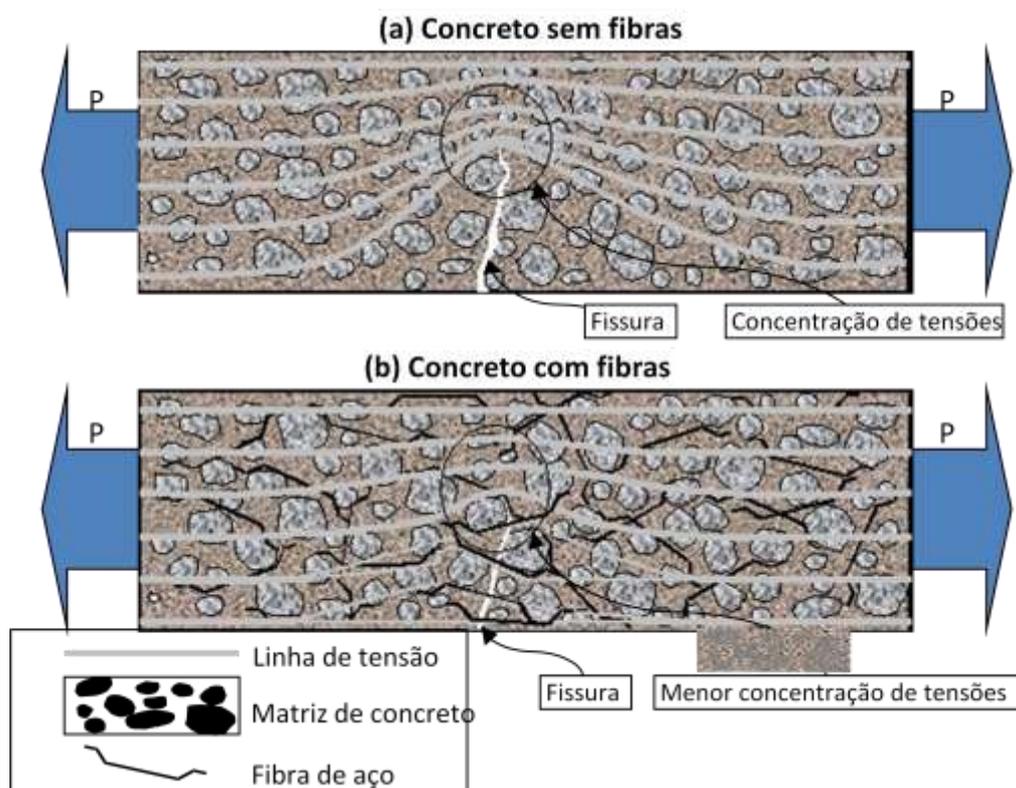


Figura 2.15 – Esquema de concentração de tensões para um concreto sem (a) e com reforço de fibras (b) (Figueiredo, 2000).

Uma das características do reforço proporcionado pelas fibras é o fato de estas se distribuírem aleatoriamente no material, reforçando toda a peça, e não uma determinada posição, como ocorre com as armaduras convencionais. Isto pode ser muito interessante para o caso de estruturas contínuas, como é o caso dos pavimentos, onde as tensões de tração variam de posição na peça ao longo de um dia. Isto ocorre devido às variações de temperatura ambiente, aquecendo a superfície superior ao longo do dia e resfriando-a durante a noite. Dada a inércia térmica do concreto, isto é capaz de gerar tensões de tração nas duas faces do pavimento (SEVERI, 2002). No entanto, se a peça estrutural tem esforços bem localizados, como é o caso de uma laje suspensa apoiada em vigas, por exemplo, onde as tensões de tração se concentram na parte inferior, o uso das fibras pode ser considerado inviável, pois não conseguem

substituir as barras de aço de maneira econômica. Isto ocorre porque as barras de aço podem ser posicionadas de forma precisa para otimizar o reforço da estrutura. Em outras situações, como é o caso dos tubos de concreto, pode haver a situação em que a melhor condição de reforço é conseguida com o uso combinado de fibras e armadura convencional (Capítulo 6).

2.3.1 O efeito do teor de fibras

Como a eficiência da fibra depende de sua atuação como ponte de transferência de tensão ao longo da fissura que aparece no concreto, pode-se deduzir uma série de aspectos tecnológicos fundamentais. Um deles é o fato de a capacidade de reforço que as fibras apresentam depender diretamente do teor de fibra utilizado. Dessa maneira, quanto maior for o teor, maior será o número de fibras atuando como ponte de transferência de tensão ao longo da fissura, o que aumenta o reforço pós-fissuração do concreto. Imaginando-se uma seção fissurada de uma viga fletida como a apresentada na Figura 2.16, pode-se adotar o diagrama de distribuição de tensões na região como o mostrado esquematicamente na figura. Este esquema é adaptado do modelo proposto pelo Comitê RILEM de CRF (RILEM TC 162, 2003). Percebe-se que a resistência à tração da seção abaixo da linha neutra é a somatória das cargas resistidas pelas fibras presentes na seção. Naturalmente, se o número de fibras presente na seção de ruptura aumentar, maior será o número de cargas e, portanto, maior será a resultante de tração e a capacidade resistente do compósito.

Esta influência já foi demonstrada inúmeras vezes para os concretos reforçados com fibras e um exemplo disso se encontra apresentado na Figura 2.17. Nesta figura estão apresentadas as curvas médias de carga por deslocamento num ensaio de tração na flexão com deslocamento controlado. Este ensaio consiste no principal meio de controle da capacidade de reforço das fibras (ver item 3.1). No gráfico, observa-se que o trecho elástico inicial, em que a matriz de concreto trabalha antes da fissura que ocorre até um deslocamento de cerca de 0,04 mm, fica praticamente estável, sem sofrer influência significativa do teor de fibras. Por outro lado, a carga resistida após a fissuração da matriz aumenta com o incremento no consumo de fibras, isto é, o

consumo de 40 kg/m^3 de fibras proporciona uma resistência residual pós-fissuração mais elevada que o consumo de 30 kg/m^3 , o qual, por sua vez, supera o consumo de 20 kg/m^3 . Ou seja, o volume de fibras (V_f) é o primeiro elemento a definir o comportamento do compósito, como já apontava o modelo de Aveston, Cupper e Kelly (1971).

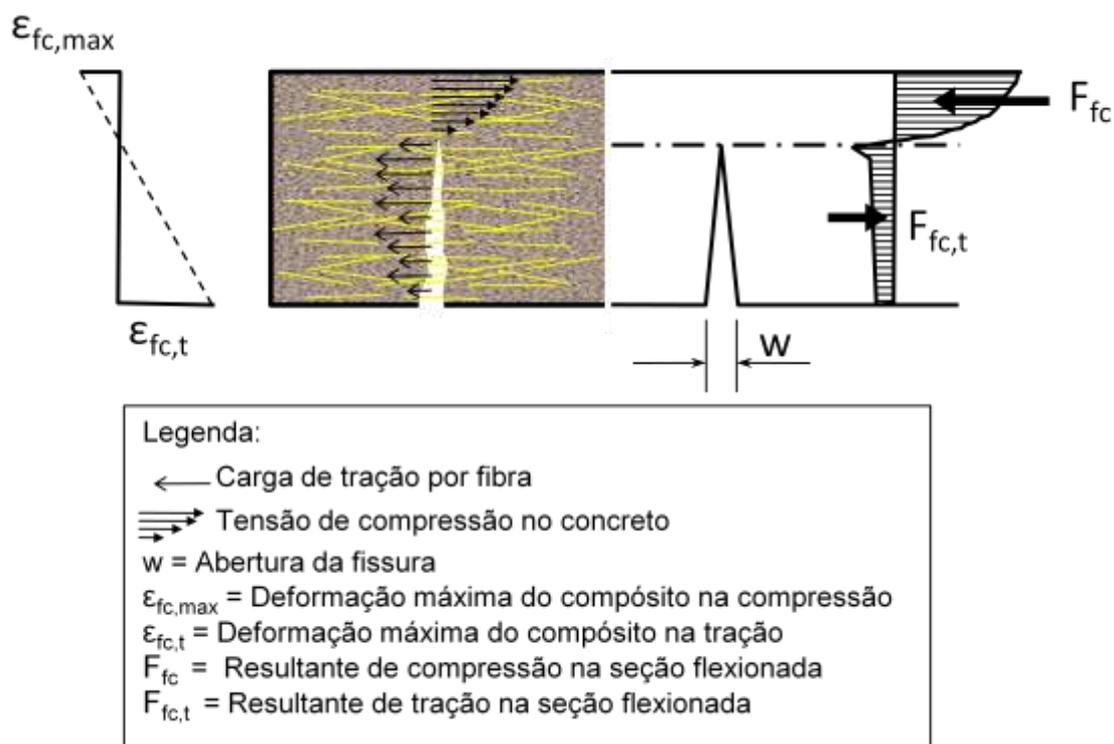


Figura 2.16 – Modelo de distribuição de tensões na seção transversal de um elemento reforçado com fibras durante a flexão, adaptado do modelo RILEM TC 162 (2003).

O teor de fibras pode ser apontado como o principal parâmetro definidor do comportamento dos compósitos. Assim, Naaman (2008) propôs que a principal via de classificação dos compósitos à base de cimento reforçados com fibras descontínuas deveria se guiar pelo desempenho. Assim, haveria duas principais classes de compósitos. Na primeira, denominada *strain-softening*, haveria uma perda de capacidade resistente progressiva após a fissuração da matriz. Na segunda, denominada *strain-hardening*, o compósito apresentaria um ganho de capacidade resistente após a fissuração da matriz. Esta classificação está intimamente associada ao antigo conceito de volume crítico de fibras.

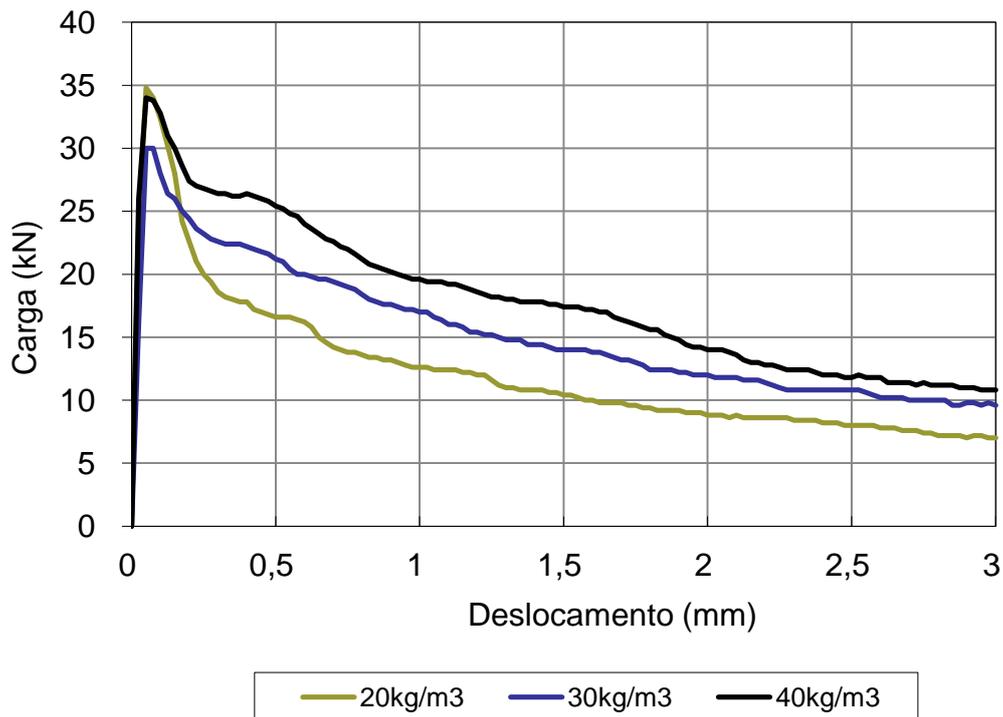


Figura 2.17 – Curvas médias de carga por deslocamento obtidas no ensaio de tração na flexão de concretos de $f_{ck}=20\text{MPa}$ e com diferentes consumos de fibra de aço (FIGUEIREDO, NUNES & TANESI, 2000).

A definição básica do volume crítico é a de que ele corresponde ao teor de fibras que mantém a mesma capacidade resistente para o compósito a partir da ruptura da matriz. Ou seja, abaixo do volume crítico ocorre necessariamente o comportamento de *strain-softening*. Acima do volume crítico, o compósito continua aceitando níveis de carregamentos crescentes mesmo após a ruptura da matriz, ou seja, apresenta o comportamento de *strain-hardening*. Este conceito se encontra ilustrado na Figura 2.18 onde se encontram apresentadas curvas de carga por deslocamento obtidas em ensaios de tração na flexão de prismas de concretos com fibras. Existe um trecho elástico linear inicial correspondente ao estágio de trabalho elástico da matriz do compósito e outro, similar a um patamar de escoamento, onde se pode verificar a influência do teor de fibra no comportamento do concreto.

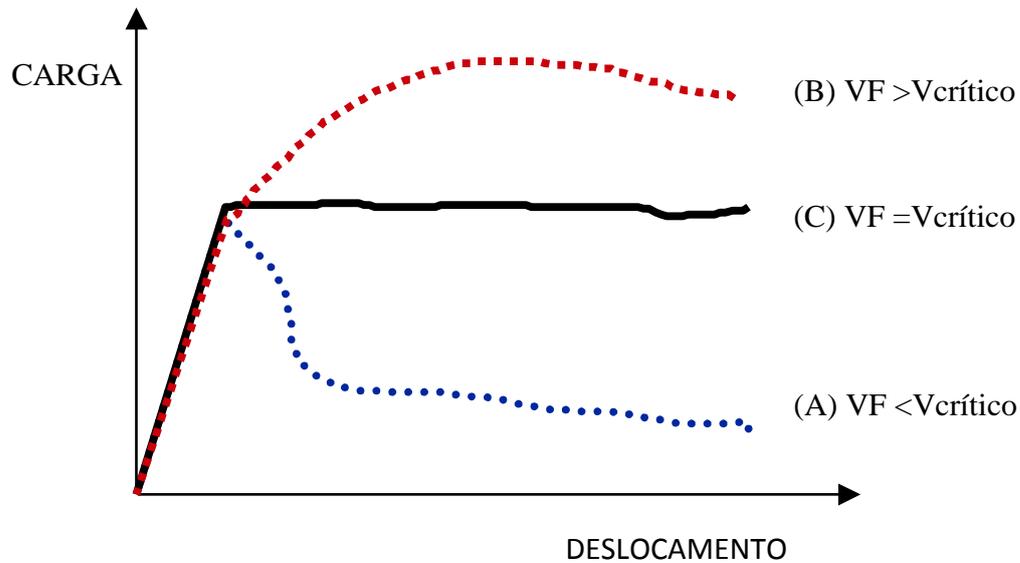


Figura 2.18 – Compósitos reforçados com volume de fibras (VF) abaixo (A), acima (B) e igual (C) ao volume crítico de fibras durante o ensaio de tração na flexão (Figueiredo, 2000).

A determinação do volume crítico está associada à modelagem proposta por Aveston, Cupper e Kelly (1971), a qual focaliza um compósito ideal, com fibras contínuas e alinhadas à direção do esforço principal. A seguir será feita a apresentação da dedução algébrica para determinação do volume crítico de fibras, conforme o apresentado em Figueiredo (2000):

Definições iniciais:

ε_{mu} = deformação última da matriz

σ_{mu} = tensão última da matriz

V_{fcrit} = volume crítico de fibras dado em porcentagem em relação ao volume total do compósito

σ_{fu} = tensão última das fibras

E_f = módulo de elasticidade da fibra

E_m = módulo de elasticidade da matriz

V_c = volume de compósito = $V_f + V_m = 1$

V_f = volume de fibra no compósito

V_m = volume da matriz no compósito

O estado de tensões e deformação do compósito no exato momento em que há a ruptura da matriz define as condicionantes do volume crítico de fibras. Assim, neste momento, a deformação da fibra é a mesma da matriz ($\varepsilon_f = \varepsilon_{um}$) e a tensão aplicada na fibra é dada por $\sigma_f = \varepsilon_{mu} \times E_f$. Já a tensão de ruptura da matriz é obtida por $\sigma_{mu} = \varepsilon_{mu} \times E_m$ e, assim, tem-se:

$$\sigma_c = \varepsilon_{mu} \times E_f \times V_{fcrit} + \sigma_{mu} \times (1 - V_{fcrit}) \quad (8)$$

Logo após a ocorrência da ruptura da matriz há a transferência do carregamento da matriz, que transfere a sua carga resistida para a fibra. Ou seja, a tensão assumida pelo compósito corresponde a $\sigma_c = \sigma_{fu} \times V_{fcrit}$. Aplicando-se esta hipótese à equação (8) tem-se:

$$\sigma_{fu} \times V_{fcrit} = \varepsilon_{mu} \times E_f \times V_{fcrit} + \sigma_{mu} \times (1 - V_{fcrit}) \quad (9)$$

Ou

$$V_{fcrit} = \sigma_{mu} / (\sigma_{fu} - \varepsilon_{mu} \times E_f + \sigma_{mu}) \quad (10)$$

Sabendo-se que:

$$E_c = E_f \times V_f + E_m \times V_m \quad (11)$$

Para o caso específico do volume crítico, tem-se:

$E_c = E_f \times V_{fcrit} + E_m \times (1 - V_{fcrit})$, que corresponde a:

$$E_f = (E_c - E_m + E_m \times V_{fcrit}) / V_{fcrit} \quad (12)$$

Substituindo-se (12) em (11), tem-se:

$$V_{fcrit} = (\varepsilon_{mu} \times E_c) / \sigma_{fu} \quad (13)$$

No caso particular do CRFA, adotando-se os valores de $\varepsilon_{mu} = 100 \times 10^{-6}$, de $\sigma_{fu} = 1000$ MPa, considerando o valor de E_c como tendendo ao valor da matriz E_m , dado o pequeno volume de fibras em relação à matriz (equação 11) e considerando $E_c = 30$ GPa, tem-se como V_{fcrit} um valor da ordem de 0,3%. Este valor corresponde a um consumo de 23 kg/m^3 de fibras de aço, o que é um valor muito baixo para se ter um comportamento elasto-plástico perfeito na prática. Isto ocorre porque o valor obtido pelo modelo de Aveston, Cooper e Kelly (1971) considera um compósito ideal, onde as fibras são contínuas e perfeitamente alinhadas ao eixo de tensões principais.

Pela modelagem de Aveston, Cooper e Kelly (1971) chega-se também a um teor de 0,8% para a fibra de polipropileno (aproximadamente 1 kg/m^3), o

que também está longe de ser verificado nas condições práticas. Tal disparidade se deve ao fato das fibras normalmente utilizadas serem descontínuas, ou seja, curtas e aleatoriamente distribuídas no concreto. Assim, quando ocorre a ruptura da matriz, haverá certa inclinação das fibras em relação à fissura que não estará na posição ortogonal às mesmas, conforme o previsto pelo modelo. Além disso, o comprimento de fibra que permanecerá embutido na matriz e definirá a carga de arrancamento que ela sustentará será, no máximo, igual à metade do seu comprimento, caso a fissura ocorra exatamente na metade do comprimento da fibra. Com isto deve-se utilizar os coeficientes de correção ou fatores de eficiência para o volume crítico que são função da inclinação da fibra em relação à direção ortogonal à fissura e ao comprimento da fibra. Estes fatores permitem uma maior aproximação do V_{crit} teórico e aquele obtido experimentalmente. Os fatores de eficiência considerados são basicamente dois: o η_1 e o η_2 . O valor de η_1 está associado ao efeito da orientação da fibra. Na Tabela 2.6 se encontram apresentados alguns dos valores apontados para η_1 .

Tabela 2.6 – Valores para o fator de eficiência η_1 majorador do volume crítico em função da direção da fibra (Hannant, 1978).

Orientação	Valores de η_1	
	Cox	Krenchel
Uma direção	1	1
Duas direções	0,333	0,375
Três direções	0,167	0,200

Desta forma a equação (8), anteriormente apresentada, pode ter a seguinte alteração para incorporar o efeito do direcionamento da fibra na matriz:

$$\sigma_c = \varepsilon_{mu} \times E_f \times \eta_1 \times V_{\text{crit}} + \sigma_{mu} \times (1 - \eta_1 \times V_{\text{crit}}) \quad (14)$$

A equação (9) passar a ser:

$$\sigma_{fu} \times \eta_1 \times V_{\text{crit}} = \varepsilon_{mu} \times E_f \times \eta_1 \times V_{\text{crit}} + \sigma_{mu} \times (1 - \eta_1 \times V_{\text{crit}}) \quad (15)$$

Assim, tem-se como nova formulação para a equação (10):

$$V_{fcrit} = \sigma_{mu} / [(\sigma_{fu} - \varepsilon_{mu} \times E_f + \sigma_{mu}) \times \eta_1] \quad (16)$$

Desta maneira, o valor de V_{fcrit} corrigido em função da orientação da fibra corresponde ao V_{fcrit} sem correção dividido pelo fator η_1 . Isto atende a:

$$V_{fcrit} = (\varepsilon_{mu} \times E_c) / (\sigma_{fu} \times \eta_1) \quad (17)$$

Assim, o valor determinado para V_{fcrit} de 0,3% para compósitos de matriz de CRFA passa a ser: $V_{fcrit} \text{ corrigido} = V_{fcrit}/\eta_1 = 0,31/0,375 = 0,83$

Adotou-se aqui o valor referente às fibras orientadas em duas direções proposto por Krenchel (Tabela 2.6), que é o normalmente esperado para algumas aplicações específicas como é o caso dos tubos de concreto para obras de saneamento. Isto pode ser verificado pelos resultados experimentais apresentados no item 6.4.3. Este efeito de direcionamento é tão mais intenso quanto menor for o diâmetro do tubo, pois isto implicará em espessuras mais delgadas. Em estudo desenvolvido com tubos de 600 mm de diâmetro nominal interno e espessura de parede de 72 mm reforçados com fibras do tipo AI, com 60 mm de comprimento e fator de forma 80 (FIGUEIREDO et al., 2010), obteve-se os gráficos de carga por deformação diametral apresentados na Figura 2.19. Observa-se que, neste caso, o teor de fibras de 40 kg/m³, correspondente a um teor em fração volumétrica de 0,5%, já proporcionou um comportamento do tipo *strain-hardening*, muito próximo do obtido para o reforço com barras de aço. Isto pode estar associado à maior intensidade no direcionamento da fibra, dado que seu comprimento (60 mm) é pouco menor que a espessura da parede do tubo (72 mm), o que pode levar a um forte direcionamento da fibra na direção do esforço principal.

Vale ressaltar também importância da influência da resistência da fibra na definição do valor crítico, como fica muito bem demonstrado pela equação (13), que a tensão última da fibra é um importante fator a influenciar o teor crítico e, naturalmente, o desempenho pós-fissuração do compósito, conforme está mais bem discutido no item 2.3.3. Além disso, pela mesma equação (13) em conjunto com a equação (11) denota-se que o módulo de elasticidade da matriz, que é o principal elemento definidor do módulo de elasticidade do compósito (E_c), influencia diretamente no volume crítico das fibras. Em outras palavras, matrizes cimentícias de maior módulo ou resistência mecânica irão demandar um volume maior de fibras para atingir o teor crítico. Esta influência

se encontra melhor descrita no item 2.3.4. No entanto, antes de abordar estes aspectos, será apresentado outro fator fundamental na definição do comportamento dos compósitos que é a geometria das fibras, conforme o demonstrado no próximo item.

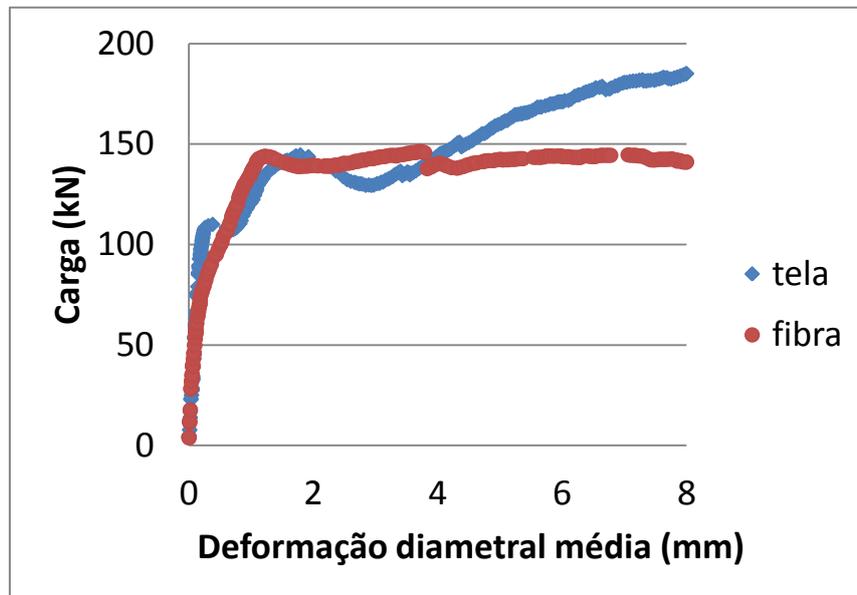


Figura 2.19 – curvas médias de carga por deformação diametral dos tubos reforçados com fibras e armadura convencional (Figueiredo et al., 2010).

2.3.2 O efeito da geometria das fibras

Além do teor de fibras, o desempenho pós-fissuração do concreto depende muito da geometria da fibra que está sendo utilizada. Para melhor representar essa influência, é importante apresentar outro conceito fundamental associado à eficiência das fibras que é o comprimento crítico (L_c). A definição do comprimento crítico está baseada no modelo que prevê a tensão entre a matriz e a fibra aumentando linearmente dos extremos para o centro da mesma. Esta tensão é máxima quando a tensão a que a fibra está submetida se iguala à tensão de cisalhamento entre a esta e a matriz. Na Figura 2.20 se encontram apresentadas as situações possíveis de distribuição de tensão na fibra em relação ao comprimento crítico, quais sejam: $L = L_c$, $L > L_c$ e $L < L_c$, onde L = comprimento da fibra.

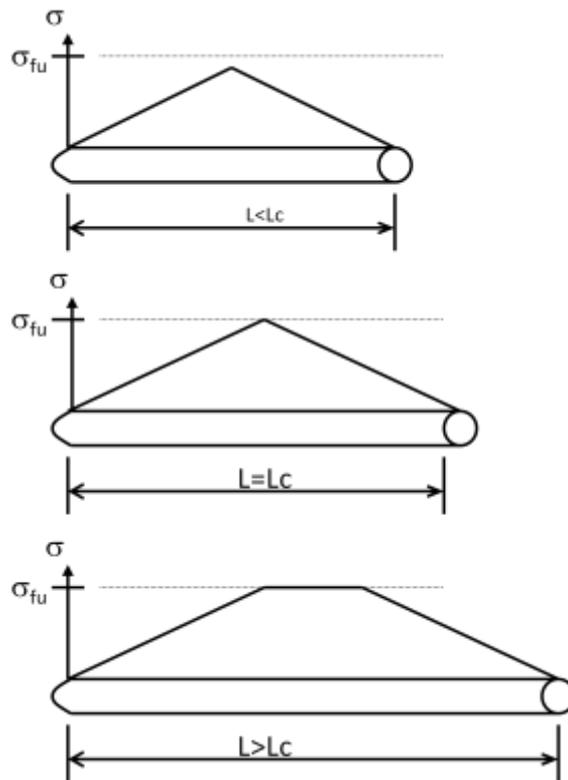


Figura 2.20 – Distribuições possíveis de tensão ao longo de uma fibra em função do comprimento crítico (adaptado de Bentur; Mindess, 1990).

O comprimento crítico de uma fibra (L_c) é aquele que atinge uma tensão no seu centro igual à sua tensão de ruptura quando a fissura ocorre perpendicular à fibra e posicionada nesta mesma região. Quando a fibra tem um comprimento menor que o crítico, a carga de arrancamento proporcionada pelo comprimento embutido na matriz não é suficiente para produzir uma tensão que supere a resistência da fibra. Nesta situação, com o aumento da deformação e conseqüentemente da abertura da fissura, a fibra que está atuando como ponte de transferência de tensões pela fissura será arrancada do lado que possuir menor comprimento embutido. Este é o caso normalmente encontrado para as fibras de aço no concreto de baixa e moderada resistência mecânica. Quando se tem um concreto de elevada resistência mecânica ou se utiliza uma fibra de menor resistência, melhora-se a condição de aderência relativa entre a fibra e a matriz e, nestes casos, é possível ultrapassar o valor do comprimento crítico causando ruptura de algumas fibras.

Pelo apresentado no modelo da Figura 2.16, pode-se levar à conclusão de que, quanto maior o comprimento da fibra, maior é o seu embutimento e,

por conseguinte, maior a capacidade resistente pós-fissuração conferida pela fibra ao concreto. No entanto, a utilização de elevados comprimentos de fibras irá produzir dois grandes inconvenientes. O primeiro é a grande dificuldade gerada pelas fibras à mobilidade da mistura (item 3.3). O segundo problema de ultrapassar o comprimento crítico é que a fibra acabará por se romper no momento em que a fissura surge, o que reduz a resistência residual. Com isto, perde-se uma das principais contribuições das fibras às matrizes cimentícias, que é a redução de sua fragilidade. Por essa razão, as fibras normalmente disponibilizadas no mercado para o reforço do concreto de resistência convencional possuem comprimentos menores que o crítico e o mecanismo de reforço passa a ser governado pelo processo de arrancamento da fibra garantindo assim a tenacidade do compósito.

Segundo Bentur e Mindess (1990), o mecanismo básico de reforço da matriz fissurada é composto por uma parcela elástica e outra parcela de atrito. Devido à existência de uma zona de transição, estes autores advogam a condição de que a tensão de cisalhamento por aderência elástica é sempre superior à resistência ao cisalhamento entre fibra e matriz na interface. Com isto, tem-se o descolamento da fibra que acaba por gerar o seu escorregamento a partir da borda da fissura. Este processo levará ao arrancamento da fibra quando o compósito é carregado de maneira a aumentar a abertura de fissura, sendo que um dos principais mecanismos de transferência de tensão é o atrito. No modelo proposto por estes autores, a tensão de atrito é uniforme ao longo da fibra, enquanto a tensão de cisalhamento elástico guarda uma distribuição particular conforme o apresentado esquematicamente na Figura 2.21. Por este modelo, é possível compreender que, à medida que a fibra é arrancada da matriz durante o carregamento que aumenta a abertura de fissura, ocorre um aumento da parcela de transferência de tensão por atrito em relação à elástica. Além disso, o comprimento embutido da fibra diminui e, conseqüentemente, a carga P resistida pela fibra também.

A importância do comprimento da fibra na definição do comportamento pós-fissuração do concreto já foi demonstrada inúmeras vezes e quantificada por Figueiredo et al. (1997). Neste estudo foram utilizadas duas fibras All de mesma seção transversal e comprimentos diferentes produzidas a partir da

mesma chapa, ou seja, possuíam a mesma resistência mecânica. Como pode ser observado na Figura 2.22, em que se apresentam as curvas médias obtidas de uma série de dez corpos-de-prova submetidos ao ensaio de tração na flexão, a resistência após a fissuração foi maior para a fibra mais longa. No entanto, se esse comprimento for aumentado muito mais, ou se a resistência da matriz aumentar muito, o comprimento adotado poderá ultrapassar o comprimento crítico. Como consequência, a fibra deixará de escorregar em relação à matriz aumentando muito a força de atrito entre fibra e matriz. Dessa maneira ocorrerá a ruptura da fibra e, conseqüentemente, haverá uma perda de capacidade resistente pós-fissuração do compósito.

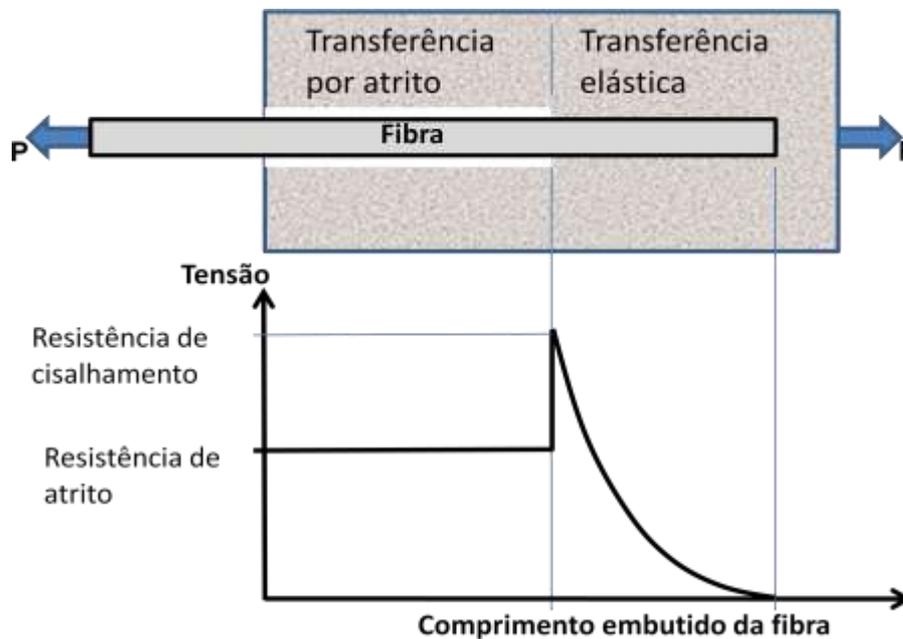


Figura 2.21 – Configuração esquemática da distribuição de tensões de cisalhamento elástico e de atrito ao longo de uma fibra atuando como ponte de transferência de tensão em uma matriz fissurada (Bentur; Mindess, 1990)

Além do comprimento, a variação da seção transversal da fibra também implicará numa alteração do comportamento pós-fissuração do compósito. Quanto menor a seção transversal, menor será a área de contato da fibra com a matriz e, portanto, menor será a carga que a fibra poderá suportar durante o seu arrancamento. A influência deste parâmetro no comportamento pós-fissuração do concreto projetado foi estudada por Figueiredo (1997), que utilizou uma matriz de composição fixa e resistência média de cerca de 35 MPa. As fibras utilizadas se encontram apresentadas na Tabela 2.7 e os

resultados se encontram apresentados na Figura 2.23. Todas as fibras utilizadas possuíam comprimentos similares, pois esta é uma limitação da tecnologia do concreto projetado que impede a utilização de fibras longas que causariam entupimentos no equipamento. Cada corpo-de-prova ensaiado foi aberto e o número de fibras presente na seção de ruptura foi determinado. Assim, foi possível correlacionar o desempenho pós-fissuração com número de fibras presentes na seção de ruptura. Percebe-se nitidamente que fibras de maior seção transversal apresentam um maior desempenho para um número fixo de fibras presente na seção de ruptura. Isto ocorre porque a maior seção transversal da fibra proporciona uma maior área de contato com a matriz e aumenta a resistência individual ao arrancamento. No entanto, como as fibras são dosadas não em número, mas em volume ou em massa por metro cúbico de concreto, as fibras de maior fator de forma, para um comprimento constante, estarão presentes em muito maior número na seção de ruptura, o que irá conferir uma maior resistência pós-fissuração global para um dado teor. Isto pode ser verificado na figura 2.24 onde as mesmas fibras têm seu respectivo desempenho correlacionado com o consumo global.

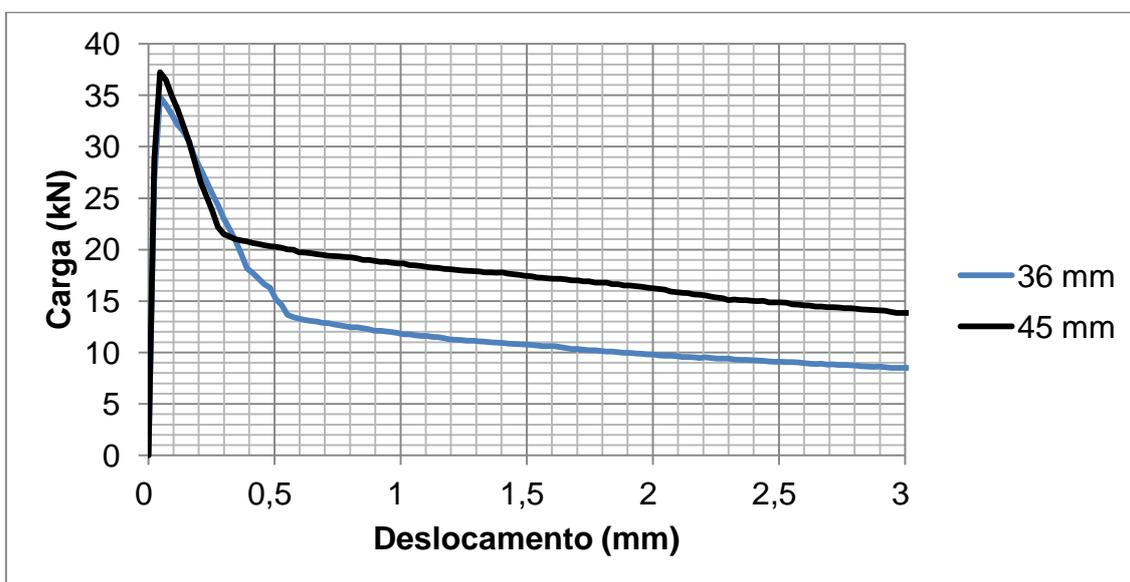
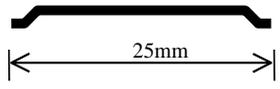
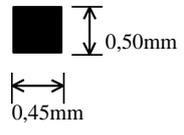
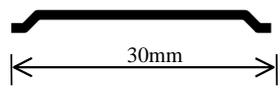
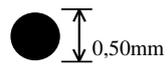
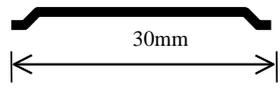
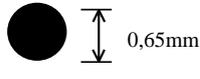
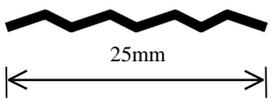
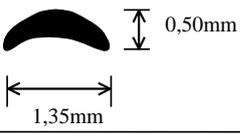


Figura 2.22 – Curvas médias de carga por deslocamento obtidas no ensaio de tração na flexão de concretos de $f_{ck} = 30$ MPa reforçados com uma fibra de 36 mm e outra de 45 mm de comprimento e mesma seção transversal (Figueiredo; Ceccato; Torneri, 1997).

Tabela 2.7 – Fibras de aço utilizadas no estudo de Figueiredo (1997) abordando o reforço do concreto projetado.

FIBRA	FORMATO LONGITUDINAL	SEÇÃO TRANSVERSAL	FATOR DE FORMA
F1			46,7
F2			60,0
F3			46,2
F4			27,3

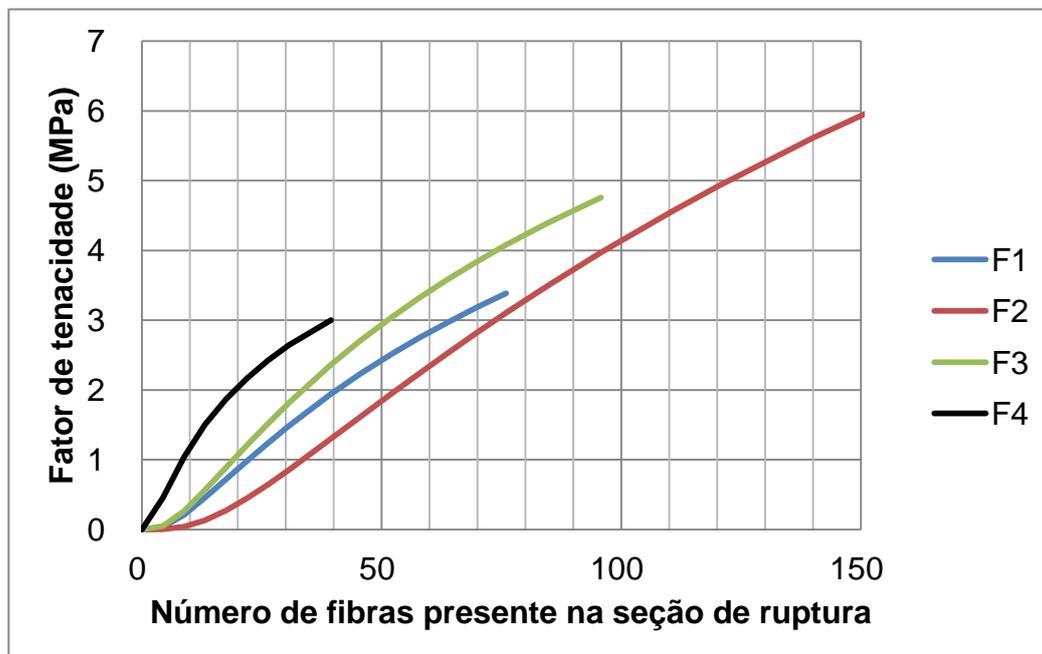


Figura 2.23 – Fator de tenacidade em função do número de fibras presente na seção de ruptura do concreto projetado (Figueiredo, 1997).

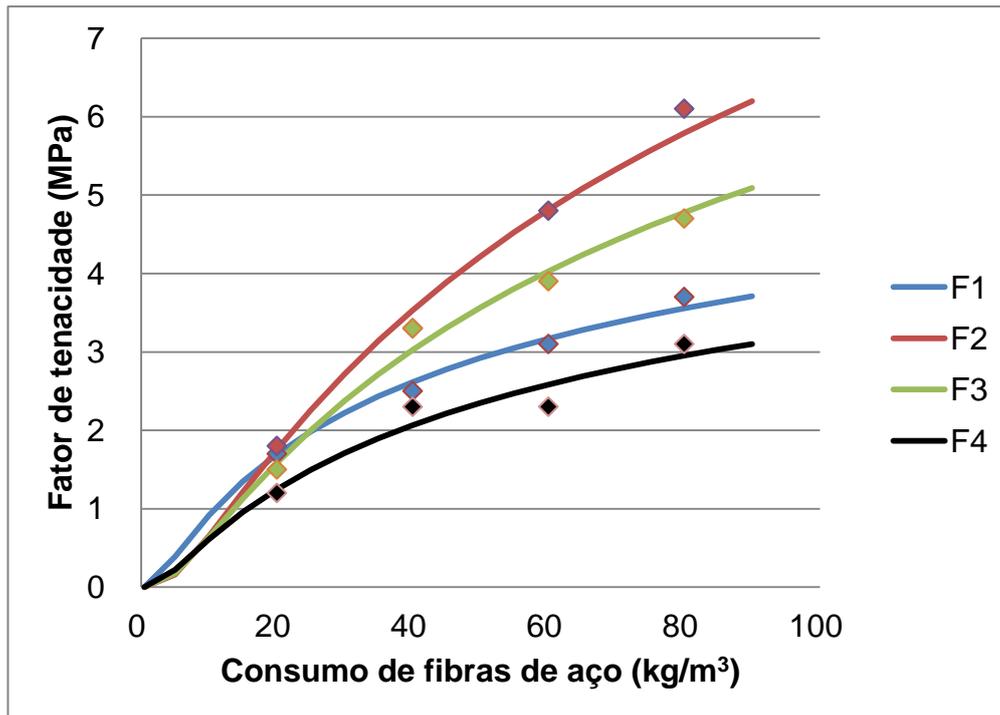


Figura 2.24 – Fator de tenacidade em função do consumo de fibra por metro cúbico de concreto projetado (Figueiredo, 1997).

Pelo fato do comportamento do concreto ser influenciado simultaneamente pelo comprimento e pela seção transversal da fibra, os pesquisadores da área lançaram mão de um parâmetro adimensional denominado fator de forma (item 2.1.2). Assim, quanto maior for o fator de forma da fibra, maior será a capacidade resistente pós-fissuração do concreto, conquanto não se ultrapasse o comprimento crítico da fibra. A importância deste parâmetro foi observada na elaboração da norma brasileira de fibras de aço (item 2.1.1) por servir como parâmetro mínimo de qualificação de fibra conforme suas aplicações (FIGUEIREDO; CHAMA NETO; FARIA, 2008).

No entanto, o fator de forma não é um parâmetro absoluto, como demonstrado no estudo experimental de Nunes, Figueiredo e Agopyan (2001). Neste estudo foram avaliadas três fibras AI, de mesmo fator de forma, destinadas ao reforço de concretos plásticos como os utilizados na execução de pavimentos. As características das fibras se encontram apresentadas na Tabela 2.8. Com elas foram produzidos concretos de mesma composição de matriz e resistência (35 MPa) e a tenacidade foi determinada no ensaio de flexão em prismas com deformação controlada. A capacidade resistente

residual foi avaliada em dois níveis de deslocamento e, por conseguinte, dois níveis de abertura de fissura, utilizando um critério similar ao proposto pela EFNARC (1996), conforme o comentado no item 3.1. Para um nível de deslocamento de 0,5 mm, foram obtidas as curvas de correlação de desempenho com o teor de fibras apresentadas na Figura 2.25. Já para um nível de deslocamento de 3 mm e uma grande abertura de fissura, foram obtidas as curvas de correlação de desempenho com o teor de fibras apresentadas na Figura 2.26.

Tabela 2.8 – Características geométricas das fibras de aço utilizadas no estudo de Nunes, Figueiredo e Agopyan (2001).

Característica	Fibra		
	FA	FB	FC
Comprimento (mm)	30	50	60
Diâmetro (mm)	0,50	0,81	1,00
Fator de forma	60	61,7	60

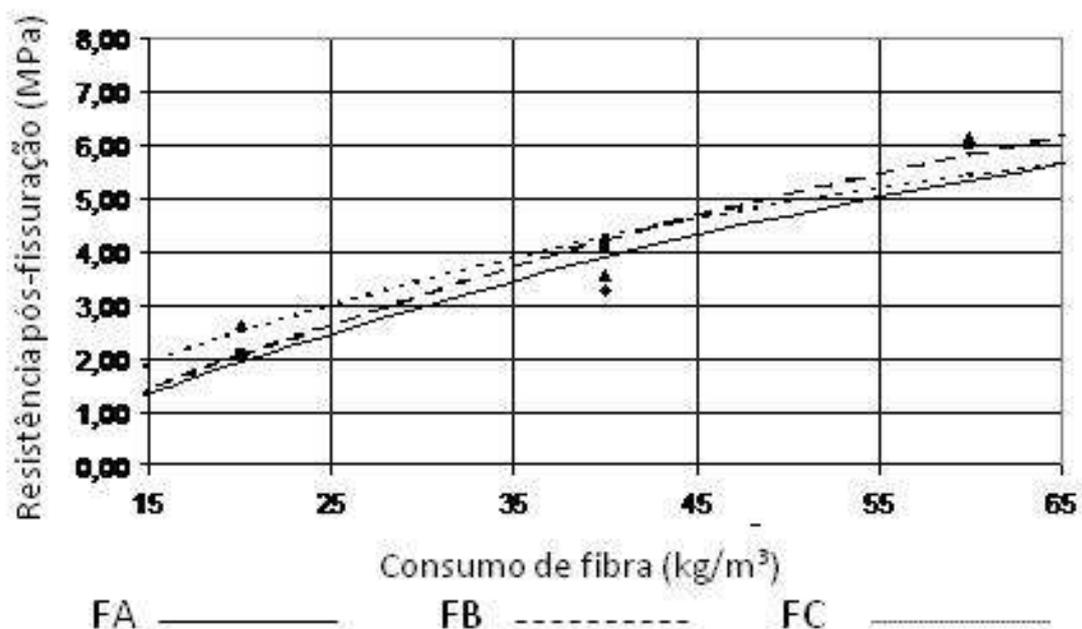


Figura 2.25 – Correlações obtidas entre o consumo de fibras e a resistência residual do concreto com 0,5 mm de deslocamento (Nunes; Figueiredo; Agopyan, 2001).

Percebe-se nitidamente que a diferença de desempenho é marcante apenas para elevados níveis de deformação e abertura de fissuras. Isto ocorre porque, apesar do mesmo fator de forma, as fibras mais longas têm maior comprimento embutido e, assim, possibilitam maior capacidade de reforço para grandes níveis de abertura de fissura. As fibras mais curtas acabam por perder

área de contato mais rapidamente com o aumento do deslocamento e, dessa forma, a carga de arrancamento das mesmas diminui rapidamente. Esta diferença de desempenho foi comprovada estatisticamente e demonstrou-se com isto que o fator de forma não pode ser utilizado como único parâmetro geométrico para definir o comportamento do compósito.

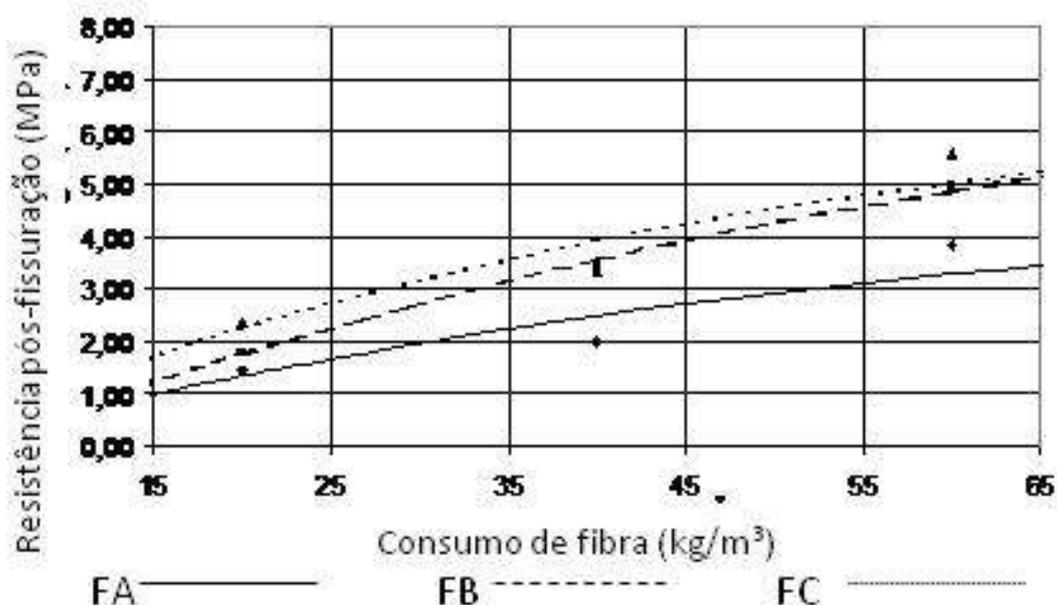


Figura 2.26 – Correlações obtidas entre o consumo de fibras e a resistência residual do concreto com 3,0 mm de deslocamento (Nunes; Figueiredo; Agopyan, 2001).

Assim, o comprimento da fibra sempre merece atenção. Recomenda-se a utilização de fibras cujo comprimento seja igual ou superior ao dobro da dimensão máxima característica do agregado utilizado no concreto. Em outras palavras, deve haver uma compatibilidade dimensional entre agregados e fibras de modo que estas interceptem com maior frequência a fissura que ocorre no compósito (MAIDL, 1991). A compatibilidade dimensional possibilita a atuação da fibra como reforço do concreto e não como mero reforço da argamassa do concreto. Isso é importante porque a fratura se propaga preferencialmente na região de interface entre o agregado gráudo e a pasta para concretos de baixa e moderada resistência mecânica. Na Figura 2.27A, encontra-se representado um concreto com compatibilidade dimensional entre agregado e fibra, e na Figura 2.27B, outro onde isso não ocorre. Percebe-se que, quando não há a compatibilidade, poucas fibras trabalham como ponte de transferência de tensões na fissura. Além disso, quanto menor a fibra em

relação à dimensão máxima do agregado graúdo, maior será a inclinação da mesma induzida pelo agregado em relação à superfície de fratura e, com isto, menor a eficácia da fibra como ponte de transferência de tensões.

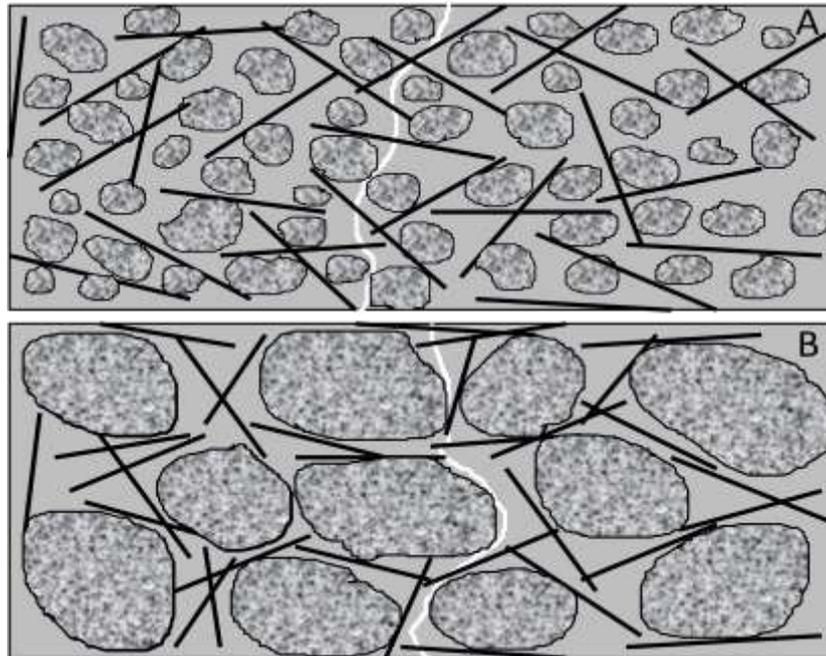


Figura 2.27 – CRF em que há compatibilidade dimensional entre estas e o agregado graúdo (A) e onde não há (B) (Figueiredo, 2000).

Duas alternativas são possíveis para compatibilizar a dimensão da fibra e do agregado no sentido de maximizar a tenacidade: reduzir a dimensão máxima característica do agregado, ou se aumentar o comprimento da fibra. No caso de pavimentos, onde não há grandes restrições quanto à dimensão dos componentes do concreto, é possível utilizar fibras mais longas, com até 60 mm de comprimento, compatíveis com agregados de maiores dimensões (19 mm e 25 mm). A utilização de fibras curtas facilita a aplicação do concreto projetado, cuja dimensão máxima característica raramente ultrapassa 9,5 mm, uma vez que o material terá de passar por um mangote de dimensões reduzidas. Nesse caso, o comprimento da fibra fica em torno de 25 mm a 35 mm de comprimento. No caso dos tubos, têm-se a feliz coincidência de poder utilizar fibras longas com agregados de pequenas dimensões, o que possibilita um desempenho superior em termos de reforço (item 6.4.3).

No entanto, o comprimento também não é o único parâmetro de conformação geométrica da fibra a definir seu comportamento pós-fissuração. No estudo desenvolvido por Figueiredo e Torneri (2006) foram avaliadas fibras

com e sem ancoragem em gancho em suas extremidades, ou seja, uma fibra AII e uma RII. As fibras possuíam o mesmo comprimento total e a mesma seção transversal, o que configurava também o mesmo fator de forma. No entanto, uma das fibras foi produzida reta e a outra com ancoragens nas bordas, como ocorre com a maioria que é disponibilizada no mercado. Moldaram-se 20 corpos-de-prova para cada uma das fibras com a mesma matriz e os mesmos foram rompidos no ensaio de tração na flexão com deformação controlada. As curvas médias destes ensaios se encontram apresentadas na Figura 2.28. Observa-se claramente que a fibra com ancoragem apresenta uma resistência residual maior para os menores níveis de deformação, enquanto a fibra reta apresenta uma maior resistência residual para as maiores deflexões.

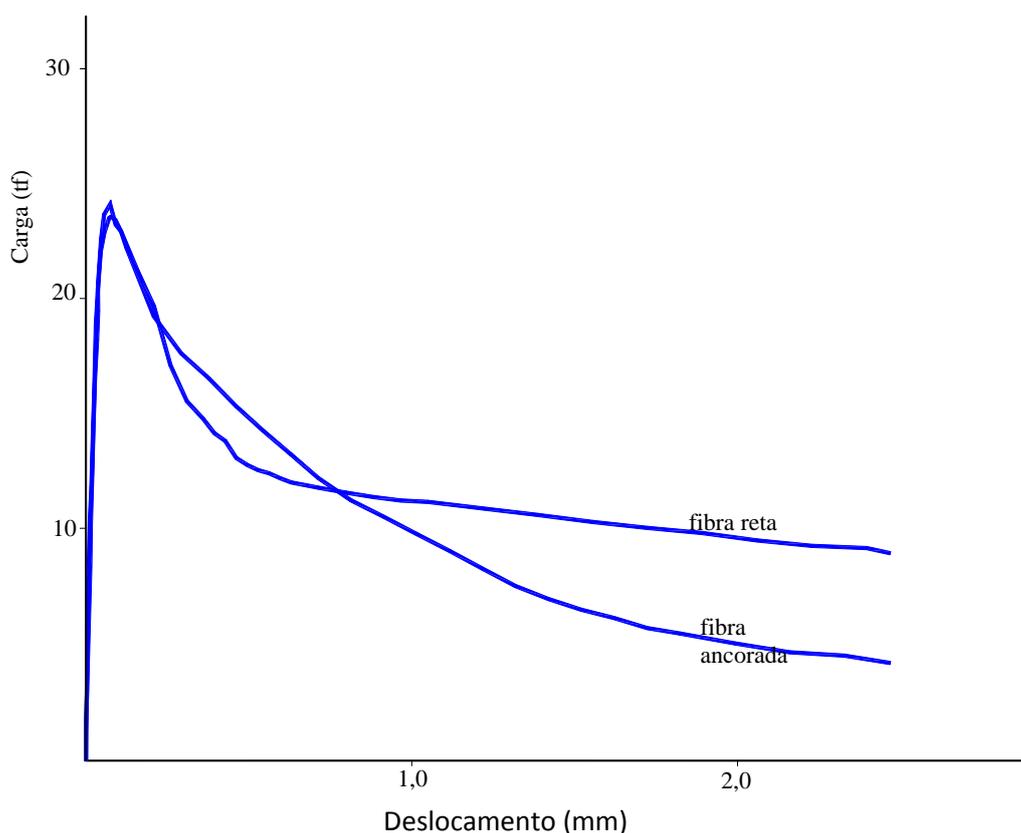


Figura 2.28 – Variação da resistência residual pós-fissuração com aumento do nível de deslocamento (Figueiredo; Torneri, 2006).

Em função da análise da diferença de desempenho observada nos compósitos, pode-se deduzir que isto é função da interação fibra-matriz, que determina o processo de arrancamento da fibra e conseqüentemente a

resistência residual pós-fissuração do material. Para pequenas deflexões, e logo pequena abertura da fissura, a maior resistência ao arrancamento da fibra com ancoragem pode ser creditada ao fato de ainda não ter ocorrido grandes deslocamentos entre a fibra e a matriz. Deste modo, devido à sua geometria a fibra ancorada está mais fortemente vinculada à matriz do que a fibra reta, o que leva ao aumento do valor da força de arrancamento. Com o aumento do nível de deslocamento e da abertura da fissura, há grande concentração de tensões no contato fibra-matriz próximo à região da ancoragem, o que degrada o material neste local (BENTUR; MINDESS, 1990). Quando isto ocorre, há uma perda de aderência contribuindo para a redução da parcela de transferência de tensão elástica (Figura 2.21) entre fibra e matriz e, por conseguinte, da força de arrancamento da fibra. Além disso, na região de dobra, onde o aço é encruado e deformado, existe uma maior probabilidade de ruptura da fibra. Isto não ocorre com a fibra reta, pois a ausência de ancoragem evita a degradação da matriz próxima à extremidade da fibra, e minimiza a probabilidade de ruptura da fibra na ancoragem, além de preservar a parcela de transferência elástica para maiores níveis de abertura de fissura e deslocamento da fibra. Assim, a fibra reta proporciona uma maior força de arrancamento e, portanto, uma maior resistência residual do compósito para as maiores aberturas de fissuras. Também é observado um nível de instabilidade pós-pico maior para a fibra reta (item 3.1), devido à menor carga residual logo após a carga de pico, o que aumenta a diferença entre a capacidade resistente da matriz e da fibra.

2.3.3 O efeito da resistência das fibras

Conforme foi comentado no item anterior, a resistência da fibra acaba afetando o teor crítico e, conseqüentemente, a capacidade resistente pós-fissuração. Isto ocorre porque, no momento em que a matriz fissa há uma transferência de tensões da mesma para a fibra cuja resistência é então acionada. Assim, quanto maior a resistência da fibra, tão maior será a capacidade resistente residual. Isto foi demonstrado para o caso do concreto projetado quando se comparou o desempenho entre duas fibras de aço com diferentes níveis de resistência (FIGUEIREDO, 1997). As fibras utilizadas no

referido estudo eram de dois tipos distintos, sendo uma fibra do tipo AI, com mais de 1000 MPa de resistência à tração e fator de forma de 46,2, e outra do tipo AII, com cerca de 600 MPa de resistência à tração e fator de forma 46,7. Ou seja, as fibras podem ser consideradas geometricamente próximas, pois, apesar da grande semelhança entre os fatores de forma, havia pequenas diferenças quanto ao comprimento e seção transversal, conforme apresentado na Tabela 2.7. Percebe-se, através da Figura 2.29, que a capacidade resistente pós-fissuração, medida através do fator de tenacidade (item 3.1), foi superior para a fibra de maior resistência mecânica na faixa analisada de teores de fibras.

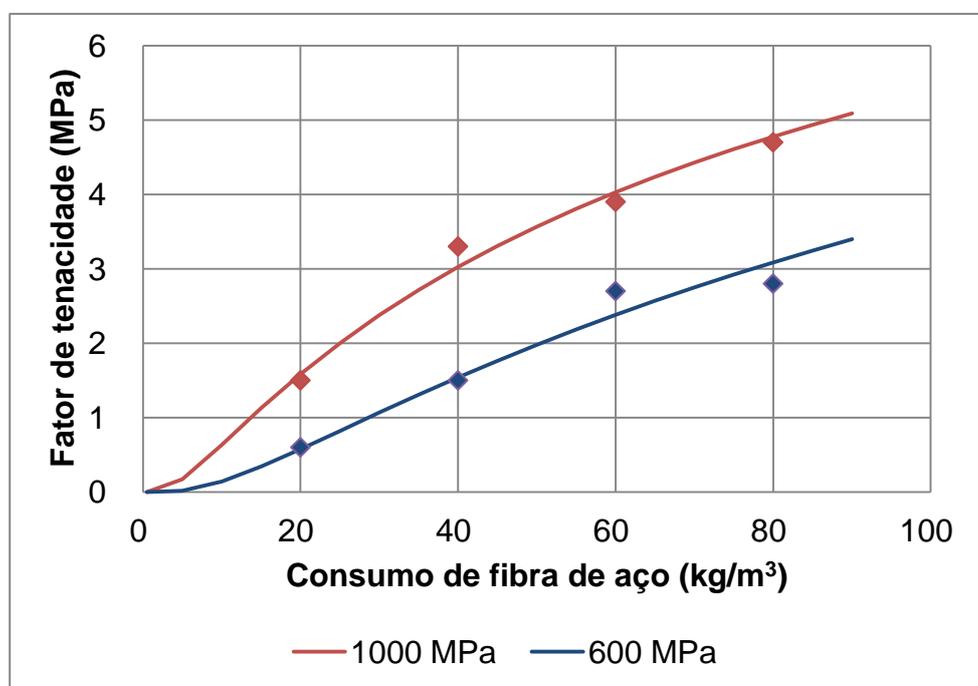


Figura 2.29 – Correlações obtidas entre o teor de fibra e o fator de tenacidade medidos em concreto projetado via seca de mesmo nível de resistência de matriz e fibras de diferentes resistências (adaptado de Figueiredo, 1997).

Para facilitar a comparação de desempenho entre ambas as fibras foram produzidas as correlações entre as diferenças relativas de desempenho e o teor de fibras apresentadas na Figura 2.30. Nestas correlações utilizaram-se os valores obtidos das regressões anteriores e os valores experimentais apenas para assegurar a representatividade do modelo logarítmico para a representação do fenômeno. Nota-se claramente que a diferença relativa de desempenho diminui com o aumento do teor de fibras. Isto ocorre porque, com

o aumento do número de fibras presente na seção de ruptura há uma redução da carga resistida por cada fibra no momento da fissuração da matriz. Ou seja, para o mesmo nível de carga transferida da matriz para a fibra menor será a tensão a que as fibras estarão submetidas quanto maior for o teor das mesmas. Com o aumento do teor de fibras e a redução da carga por fibra, menor será a probabilidade de ruptura das mesmas, produzindo uma redução do efeito da resistência da fibra no comportamento do compósito. Assim, é possível concluir que a importância da resistência da fibra é proporcional à diferença de carga resistida por elas e pela matriz, especialmente quando o teor de fibras estiver abaixo do crítico.

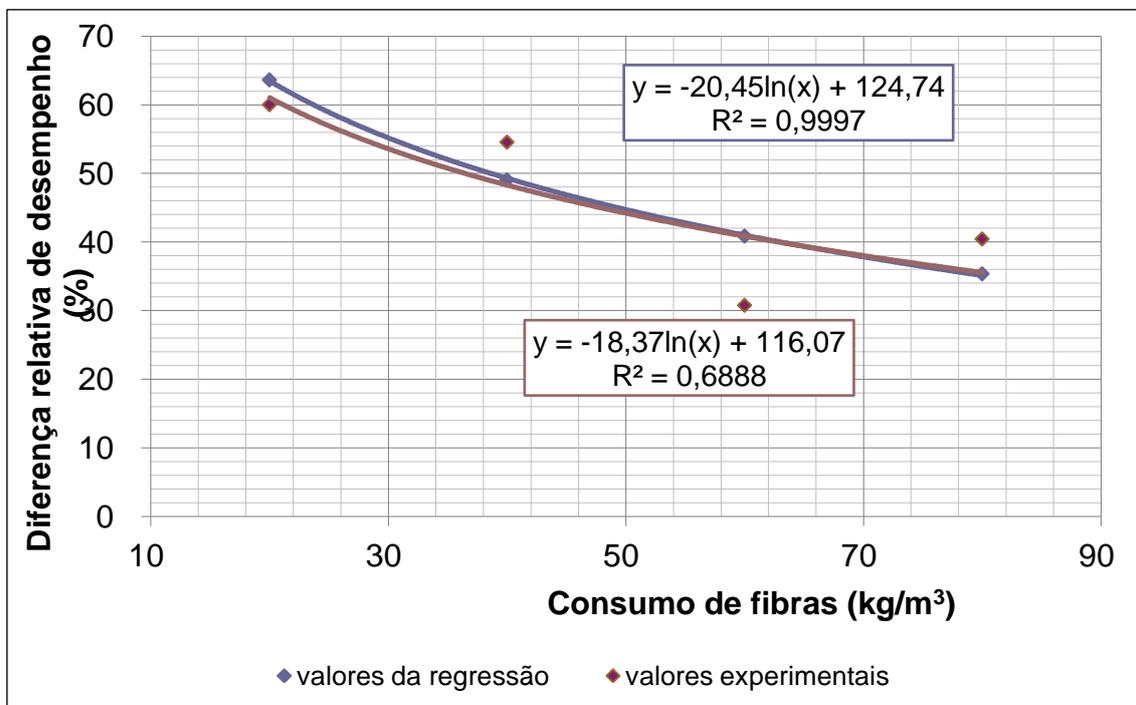


Figura 2.30 – Correlações entre o teor de fibra e a diferença relativa de desempenho apresentada pelos concretos projetados reforçados com fibras de distintas resistências estudados por Figueiredo (1997).

A diferença de desempenho proporcionada pela resistência da fibra também foi verificada para o caso específico dos tubos de concreto para esgoto. No estudo realizado por Chama Neto e Figueiredo (2003) foram analisados os mesmos tipos de fibras utilizados para o concreto projetado do estudo anterior, mas com distintas dimensões. Assim, utilizaram-se fibras AI e All, mas com comprimentos maiores, para o reforço de tubos de concreto para esgoto classe EA2 (ver item 6.3.2). Também ficou demonstrado que fibras de aço de menor resistência mecânica tiveram um desempenho inferior. No

gráfico da Figura 2.31. se encontra apresentado os gráficos individuais e médios de carga por deslocamento diametral de tubos ensaiados por compressão diametral (item 6.4.1) para fibra tipo AI. Esta fibra possuía um comprimento de 60 mm e um diâmetro de 0,75 mm, configurando um fator de forma de 80. Na Figura 2.32 se encontram apresentados os gráficos obtidos com o uso da fibra All nas mesmas condições. Esta segunda fibra possuía um comprimento de 49 mm e uma seção transversal retangular com lados de 0,5 mm por 1,7 mm, proporcionando um fator de forma de 47. Percebe-se claramente que a capacidade resistente residual da fibra AI é bem superior à All por sua maior resistência e, no caso específico, por suas condições geométricas também.

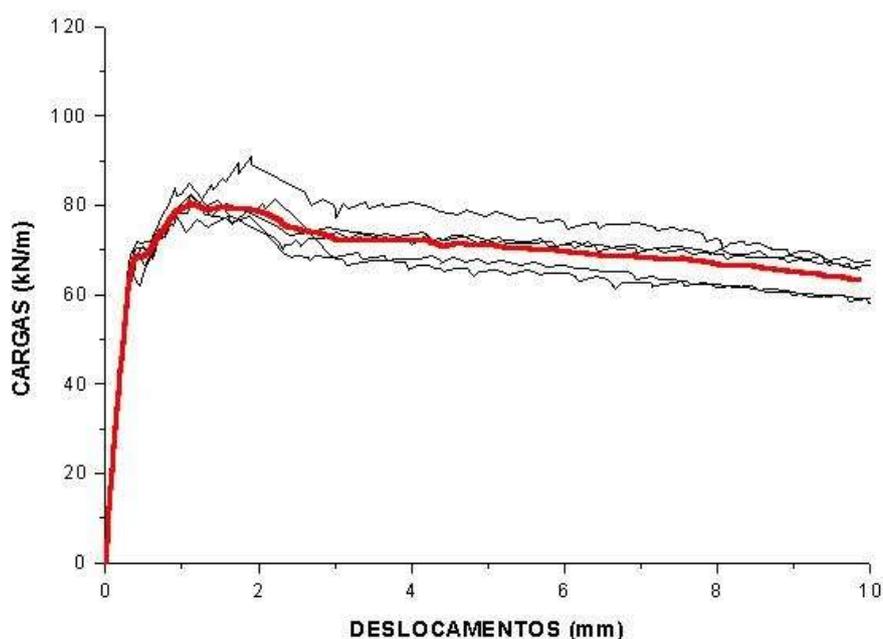


Figura 2.31 – Curvas individuais e médias de carga por deslocamento diametral obtidas no ensaio de compressão diametral de tubos reforçados com fibras AI (Chama Neto, 2002).

O estudo experimental de Arakaki e Figueiredo (2000) objetivou a avaliação do desempenho de duas fibras do tipo AI, mas com diferentes aços trefilados. Para isso, foram utilizados dois níveis de resistências médias à compressão do concreto, sendo a mais baixa em torno de 20 MPa e a mais alta por volta de 60 MPa. Para alcançar estes níveis de resistência, adotou-se apenas um traço realizando os ensaios nas idades de um e 30 dias. Com isto

garantiu-se a uniformidade nas condições de moldagem. Procurou-se selecionar duas fibras de aço com mesma geometria e diferentes resistências mecânicas, obtidas através de diferentes teores de carbono (Tabela 2.9). No entanto, por dificuldades de importação e limitações da produção nacional, utilizaram-se fibras de mesmo comprimento e diâmetros ligeiramente diferentes.

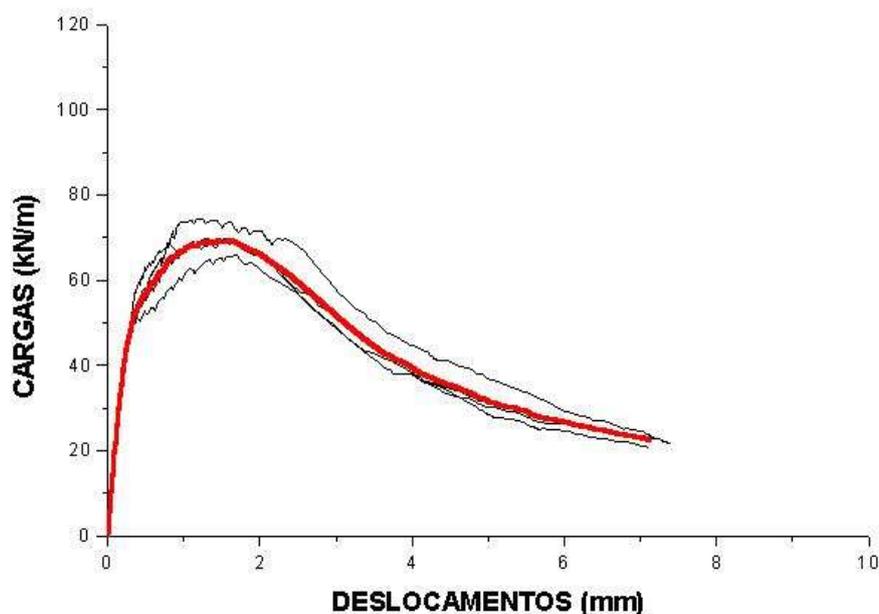


Figura 2.32 – Curvas individuais e médias de carga por deslocamento diametral obtidas no ensaio de compressão diametral de tubos reforçados com fibras AII (Chama Neto, 2002).

Tabela 2.9 – Caracterização das fibras (Arakaki; Figueiredo, 2000).

Fibra	Comprimento (mm)	Diâmetro (mm)	Teor de carbono %	Tensão de ruptura (MPa)
Baixo teor de carbono	35	0,55	≤0,10	1154 (média) 129 (desvio)
Alto teor de carbono	35	0,45	0,79 - 0,86	2396 (média) 284 (desvio)

Adotou-se a seguinte notação para designação dos traços:

F1 - fibras de aço com baixo teor de carbono.

F2 - fibras de aço com alto teor de carbono.

C20 - concreto com resistência de 20 MPa a 1 dia de idade.

C60 - concreto com resistência de 60 MPa a 30 dias de idade.

Aqui se apresentam dois dos teores de fibras que foram utilizados no estudo: 20 e 80 kg/m³. Os traços foram designados então com a notação do tipo F1C20,20, que corresponde a Fibra F1 e Concreto de 20MPa com 20 kg de fibra por m³ de concreto.

Os resultados dos ensaios de compressão a 1 dia e 30 dias de ruptura, encontram-se na Tabela 2.10. Nas figuras de 2.33 e 2.34, são apresentadas as curvas médias de carga x deslocamento obtidas nos ensaios de tração na flexão.

Tabela 2.10 – Resultado dos ensaios de resistência à compressão a 1 e 30 dias de ruptura (Arakaki; Figueiredo, 2000).

Traço	Resistência à compressão a 1 dia (MPa)	Traço	Resistência à compressão a 30 dias (MPa)
F1C20,20	23,19	F1C60,20	65,1
F1C20,80	31,12	F1C60,80	57,3
F2C20,20	25,59	F2C60,20	69,5
F2C20,80	30,71	F2C60,80	70,3

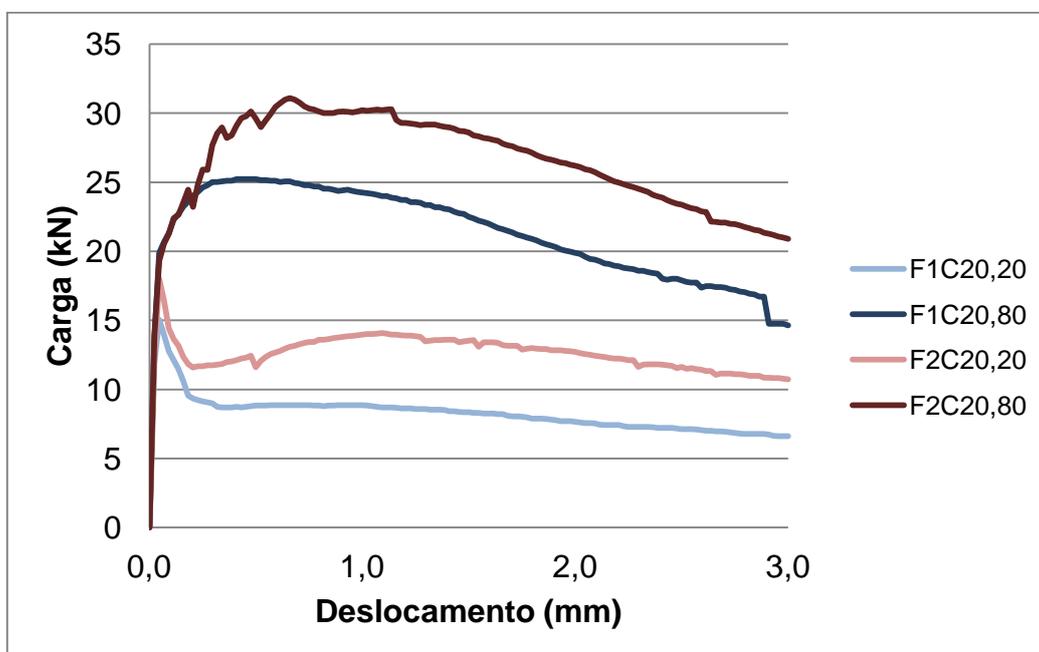


Figura 2.33 – Curvas médias de carga por deslocamento obtidas com um dia de idade (adaptado de Arakaki e Figueiredo, 2000).

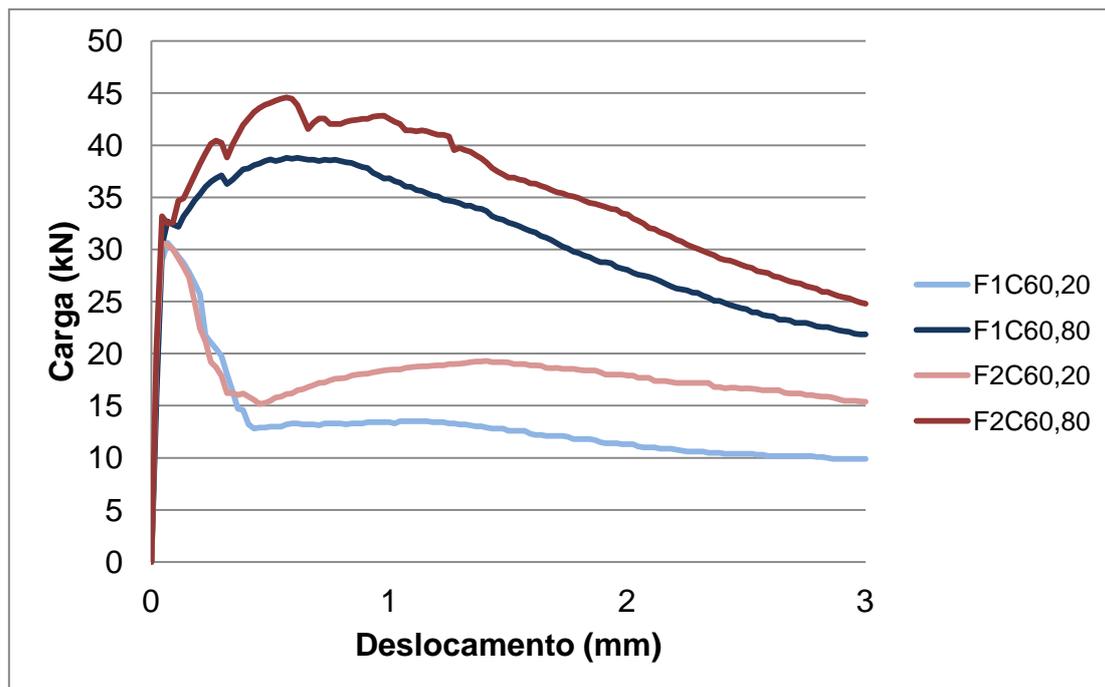


Figura 2.34 – Curvas médias de carga por deslocamento obtidas com trinta dias de idade adaptado de Arakaki e Figueiredo (2000).

Nos ensaios de compressão axial (Tabela 2.10), verificou-se que a adição de fibras não teve grande influência nas propriedades mecânicas do concreto, ou no mínimo não as prejudicou e se garantiu um bom nível de compactação. A única exceção ocorreu para a série F1C60, onde a resistência mecânica foi menor para o teor de fibra mais alto, o que pode ser creditado a um problema localizado de moldagem dos corpos de prova cilíndricos.

No concreto de elevada resistência, também se observou que, para o teor de 20 kg/m^3 , a superfície de ruptura apresentava um caráter mais plano e as fissuras “cortavam” os agregados. Para o teor de 80 kg/m^3 o plano de ruptura se apresentava bem mais tortuoso, mostrando que as fissuras passaram a contornar os agregados e, portanto, passaram a percorrer caminhos mais longos com maior gasto de energia.

Foi observado, para ambos os concretos que, para elevados teores de fibras (80 kg/m^3), ultrapassou-se o volume crítico, ou seja, houve um aumento da capacidade resistente pós-fissuração.

Na análise feita dos gráficos de carga por deslocamento, foi possível verificar que ambas as fibras apresentaram comportamentos pós-fissuração semelhantes, independente da resistência do concreto. Também foi possível observar que ambas as fibras apresentaram desempenhos bastante elevados

como reforço do concreto convencional e de alta resistência. No entanto, as resistências pós-fissuração dos concretos reforçados com fibras de alto teor de carbono foram sempre superiores às dos concretos com fibras de baixo teor de carbono. A superioridade no desempenho ocorreu para a fibra F2 ocorreu num nível similar para os dois teores de fibras nas duas faixas de resistência utilizadas. Este comportamento está associado ao maior fator de forma da fibra de alto-teor de carbono, pois se isto dependesse da resistência da fibra haveria mudança de comportamento, especialmente para os baixos teores de fibra e maiores resistências do concreto, como ocorreu para os casos anteriores. Assim, pode-se concluir que houve pouca ou nenhuma ruptura de fibras que acabaram escorregando durante o processo de aumento de abertura de fissura.

A partir dessas análises, pode-se concluir que quando se trabalha com fibras curtas, abaixo do comprimento crítico (item 2.3.2), não há necessidade de se utilizar fibras de elevada resistência, dado que o principal mecanismo de arrancamento da fibra é o escorregamento. Este quadro só seria alterado se a resistência da matriz fosse ainda maior, ou se o teor de fibra fosse mais reduzido. Assim, para cada situação deve-se avaliar a adequação do tipo de reforço do concreto.

2.3.4 O efeito da resistência da matriz

Conforme foi apontado no item 2.3.1, através da equação (13), o teor crítico de fibras é diretamente proporcional ao módulo de elasticidade do compósito. Como o módulo de elasticidade do compósito é uma combinação entre o módulo da matriz e da fibra, conforme apresentado na equação (11), tem-se que o módulo de elasticidade resultante é muito mais dependente da matriz do que da fibra devido ao baixo volume deste reforço. Assim, quanto maior o módulo de elasticidade da matriz tanto maior será o volume crítico de fibras ou, em outras palavras, tanto maior será o teor de fibras necessário para atingir o comportamento próximo do elasto-plástico perfeito. Para exemplificar este comportamento, existem alguns estudos experimentais que podem ser apresentados. O primeiro foi o realizado por Figueiredo (1997) comparando o

efeito de duas matrizes de concreto projetado de resistência diferente, sendo reforçadas com o mesmo tipo de fibra (a fibra F1 da Tabela 2.7). Como esta é uma fibra de menor resistência entre as fibras de aço, o seu comprimento crítico será atingido com mais facilidade com o aumento da resistência da matriz. Foram elaboradas curvas de dosagem que estão apresentadas no gráfico da Figura 2.35. Percebe-se que a matriz de menor resistência proporcionou uma maior tenacidade. A diferença é tão maior quanto menor for o teor de fibras, conforme pode ser visualizado no gráfico da Figura 2.36.

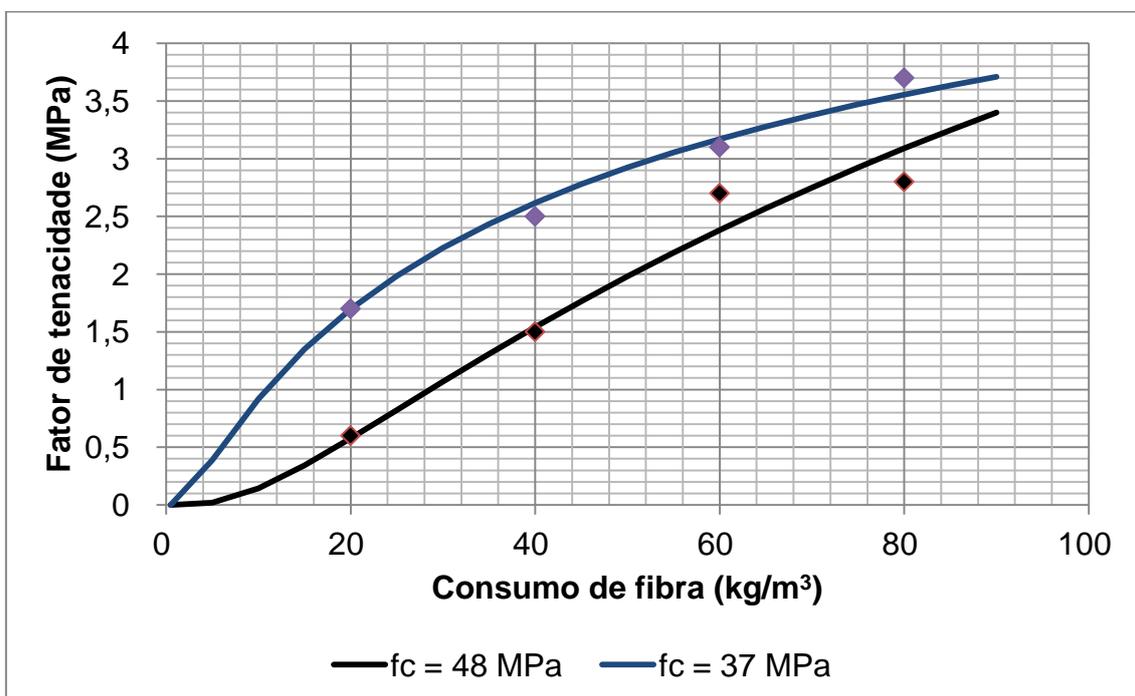


Figura 2.35 – Curvas de dosagem segundo o critério JSCE-SF4 para uma mesma fibra de aço em concretos projetados via seca com diferentes níveis de resistência à compressão a matriz (Figueiredo, 1997)

Observa-se pelos resultados apresentado na Figura 2.36 que a matriz de maior resistência tem um desempenho muito prejudicado, em relação à matriz de menor resistência, quando os teores de fibras são baixos. Isto ocorre pelo fato dessa fibra ter menor resistência mecânica e, portanto, apresenta maior facilidade de ruptura para baixos teores. Com o aumento do teor de fibras, a carga recebida por fibra na seção fissurada da matriz diminui e, com isto, diminui também a probabilidade de ruptura das fibras. Com isto, pode-se observar que a diferença relativa de desempenho cai de maneira intensa com o aumento do teor de fibras.

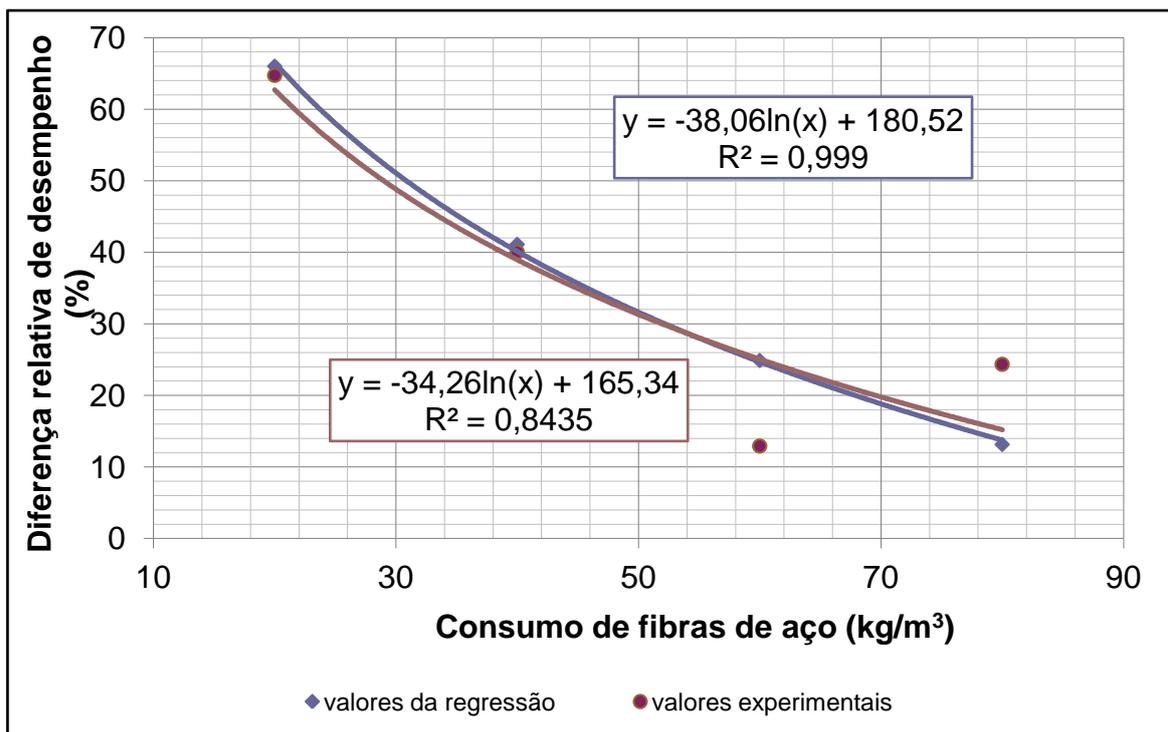


Figura 2.36 – Correlações entre o teor de fibra e a diferença relativa de desempenho apresentada pelos concretos projetados com diferentes resistências de matriz estudados por Figueiredo (1997).

O comportamento observado para o concreto projetado também ocorre para caso do concreto convencional, como se pode observar pelos gráficos apresentados na Figura 2.37. Estes gráficos são extraídos do estudo experimental de Figueiredo, Nunes e Tanesi (2000) que abordou a dosagem do concreto de consistência plástica (item 4.1). Neles fica claro que quanto maior a resistência da matriz e, conseqüentemente a carga de pico, maior é a queda de carga após a fissuração. Quando a resistência da matriz era menor (25,3 MPa) houve uma aproximação do comportamento do compósito àquele esperado para o volume crítico de fibras. Por outro lado, quando a resistência da matriz subiu para 45,9 MPa, houve uma nítida queda de capacidade resistente pós fissuração, afastando este comportamento do esperado para o volume crítico. Vale ressaltar que, neste caso, a resistência residual pós-fissuração ficou abaixo daquela apresentada pelo concreto de menor resistência, indicando que houve um maior número de fibras rompidas durante o processo de transferência de tensões da matriz para as fibras durante a fissuração do compósito.

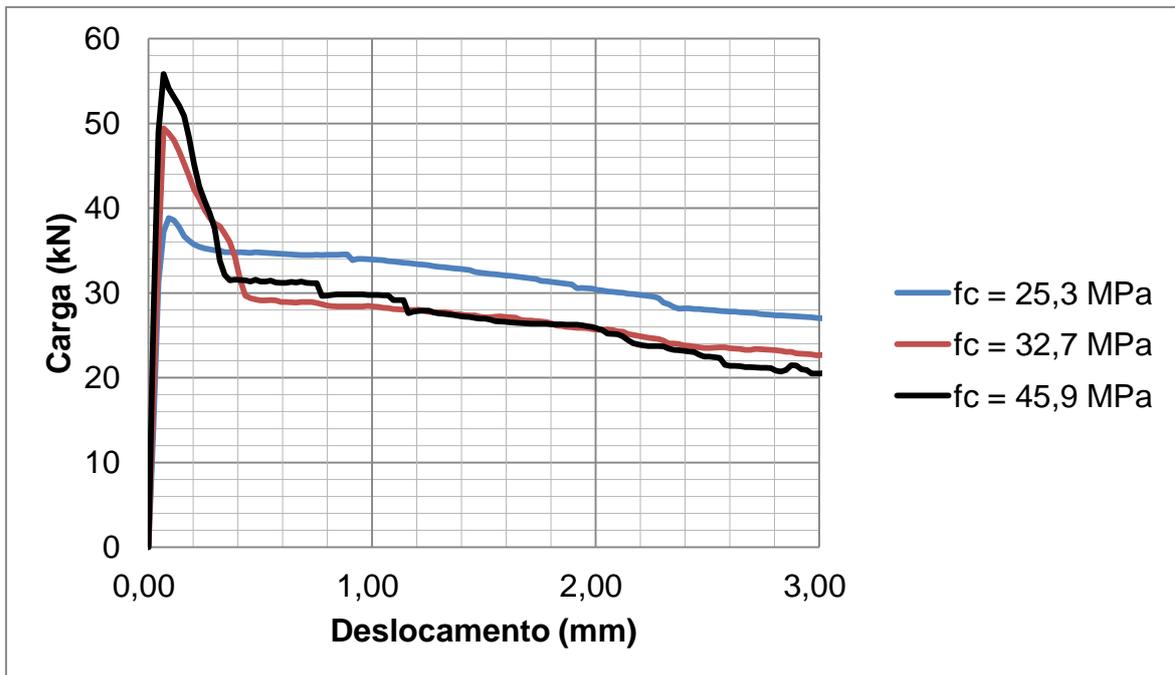


Figura 2.37 – Curvas de carga por deslocamento de concretos com diferentes níveis de resistência da matriz reforçados com 50 kg/m^3 de fibra de aço do tipo AII (adaptado de Figueiredo, Nunes e Tanesi, 2000).

Este, no entanto, não é um comportamento que possa ser considerado como de regra geral para as fibras de aço. Quando a fibra possui maior resistência e, portanto, menor probabilidade de ultrapassar o comprimento crítico com o aumento da resistência da matriz, pode ocorrer, justamente, o comportamento inverso. No estudo desenvolvido por Figueiredo, Mourad e Carvalho (2000), abordando o controle regular da tenacidade do CRF para obras de pavimento, constatou-se que havia o aumento da resistência residual pós-fissuração com o aumento da resistência da matriz. Neste estudo foram levantados vários resultados do controle regular de execução de um grande pavimento industrial e correlacionaram-se os resultados obtidos de tenacidade com os valores obtidos para a resistência à compressão do concreto. Isto pode ser observado no gráfico da Figura 2.38. Nele se observa um expressivo ganho de resistência residual com o aumento da resistência da matriz. Este comportamento ocorreu pelo fato da melhora da qualidade da matriz aumentar a aderência entre fibra e matriz e, por conseguinte, aumento a carga resistida pela fibra durante o seu arrancamento.

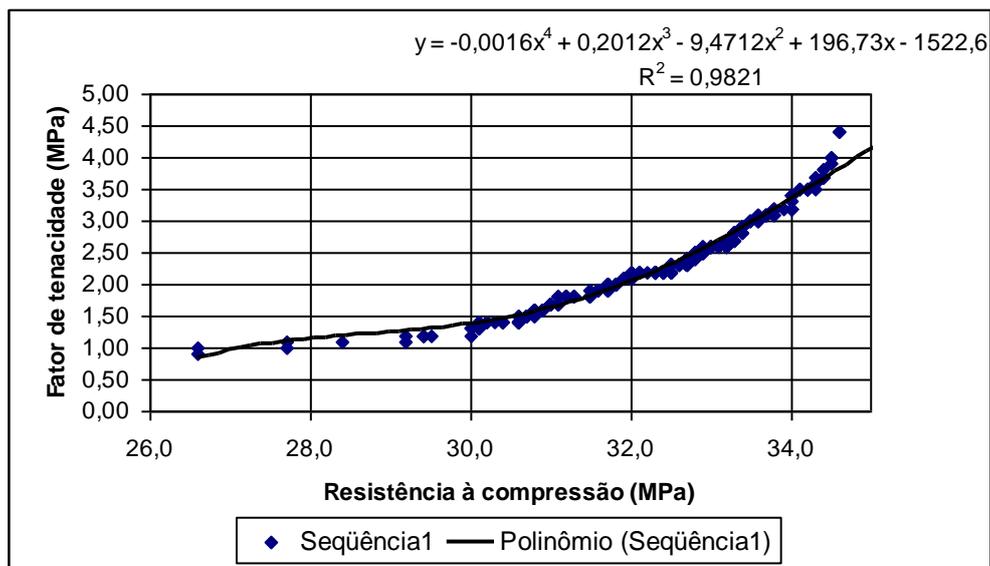


Figura 2.38 – Correlação entre os valores de fator de tenacidade e de resistência à compressão obtida no controle corriqueiro do concreto de pavimento reforçado com fibras de aço (Figueiredo, Mourad, Carvalho, 2000).

Há também a possibilidade de a fibra influir na capacidade resistente da matriz em condições específicas. Um exemplo disso foi demonstrado pelo estudo realizado por Pietra e Figueiredo (2003), que analisaram o efeito da adição de fibras em concretos com agregados convencionais e com agregados reciclados oriundos de resíduos de construção e demolição (RCD). Neste estudo foi utilizado um concreto de traço 1:2:3, relação água/cimento 0,5. O traço foi ajustado para a utilização dos agregados reciclados de modo a se manter o mesmo volume de agregado que o utilizado para o concreto convencional. O agregado reciclado foi obtido a partir da moagem do resíduo de construção e demolição (composto em sua maior parte por material cimentício) que é reciclado na usina de Vinhedo – SP. Os agregados reciclados foram utilizados com duas condições de saturação sendo a primeira seca em estufa e a outra foi saturada (umidade de 9%) obtida por imersão dos agregados em água durante 24 horas (secos e úmidos). A fibra de aço utilizada foi produzida a partir de chapas cortadas, do tipo All, com 25 mm de comprimento. Os teores de fibra utilizados no estudo foram de 10, 20 e 40 kg/m^3 .

Foi feita uma análise estatística dos resultados através de testes de hipótese de comparação das médias. Estes testes mostraram que não se pode

afirmar que houve diferença entre as médias das tensões com 5% de significância para concretos dosados com agregados reciclados secos e úmidos. A única exceção ocorreu para a tensão de ruptura para teor de fibra de 20 kg/m³. Esta diferença pode ser creditada à variações localizadas no referido traço, dado que a heterogeneidade do concreto com agregados reciclados é maior que a encontrada em concretos com agregados naturais, o que produz uma maior variabilidade dos resultados. Assim, como não há uma justificativa física para a ocorrência da diferença de desempenho localizada em um traço, considerou-se o concreto com agregados de RCD como uma única população.

Deve-se ressaltar que este não era o comportamento esperado, dado que a não saturação dos agregados poderia melhorar a condição de interface entre o agregado e a pasta e, com isto, aumentaria a resistência à tração do material. No entanto, como os agregados secos absorvem parte da água de amassamento, diminuindo o abatimento do concreto, o adensamento do concreto e, conseqüentemente, a moldagem dos corpos de prova ficaram prejudicados. Dessa forma, houve um aumento no volume de vazios no interior do concreto, diminuindo sua resistência mecânica. Possivelmente, esses dois efeitos contrários acabaram por se anular, fazendo com que os resultados de tensão para os traços com agregados secos e úmidos pudessem ser considerados como equivalentes a 5% de significância.

As correlações entre a resistência à tração na flexão e o teor de fibras estão apresentadas na Figura 2.39. A principal conclusão foi que, para o concreto convencional, não houve alteração significativa da resistência à tração com a adição de fibras. Ou seja, observa-se pelos resultados que a resistência à tração não varia com o teor de fibras. Tal comportamento era esperado, já que o teor de fibras utilizado estava abaixo do volume crítico esperado.

Entretanto, para o concreto com agregados reciclados, com o aumento do teor de fibras, a tensão de ruptura se aproximou daquela obtida para o concreto convencional. Isto ocorreu pelo fato dos agregados reciclados serem mais porosos e menos densos. Com isto, o concreto produzido com estes agregados teve sua resistência reduzida como também o módulo de elasticidade. Isto fez com que a fibra pudesse atuar de maneira mais efetiva no reforço do material, especialmente para o controle da propagação de fissuras iniciais que levam à ruptura por tração no ensaio de flexão. Neste caso

específico, a fibra atuaria como um agente minimizador do efeito negativo da utilização de agregados reciclados, principalmente no que se refere ao valor da resistência à tração. Ou seja, com o aumento do teor de fibras, diminui-se a diferença relativa de desempenho das matrizes produzidas com agregados convencionais e com agregados de RCD. Como o módulo de elasticidade não foi alterado, ou seja, a adição das fibras não elevou significativamente o módulo de elasticidade do compósito, este tipo de material pode ter aplicações interessantes em pavimentos, isto porque, nesta aplicação, quanto menor o módulo de elasticidade do concreto, menores as tensões atuantes na estrutura. Vale ressaltar também que as fibras apresentaram um bom desempenho pós-fissuração, garantido um bom nível de tenacidade e, com isto, reduzindo o comportamento frágil do concreto com agregados de RCD.

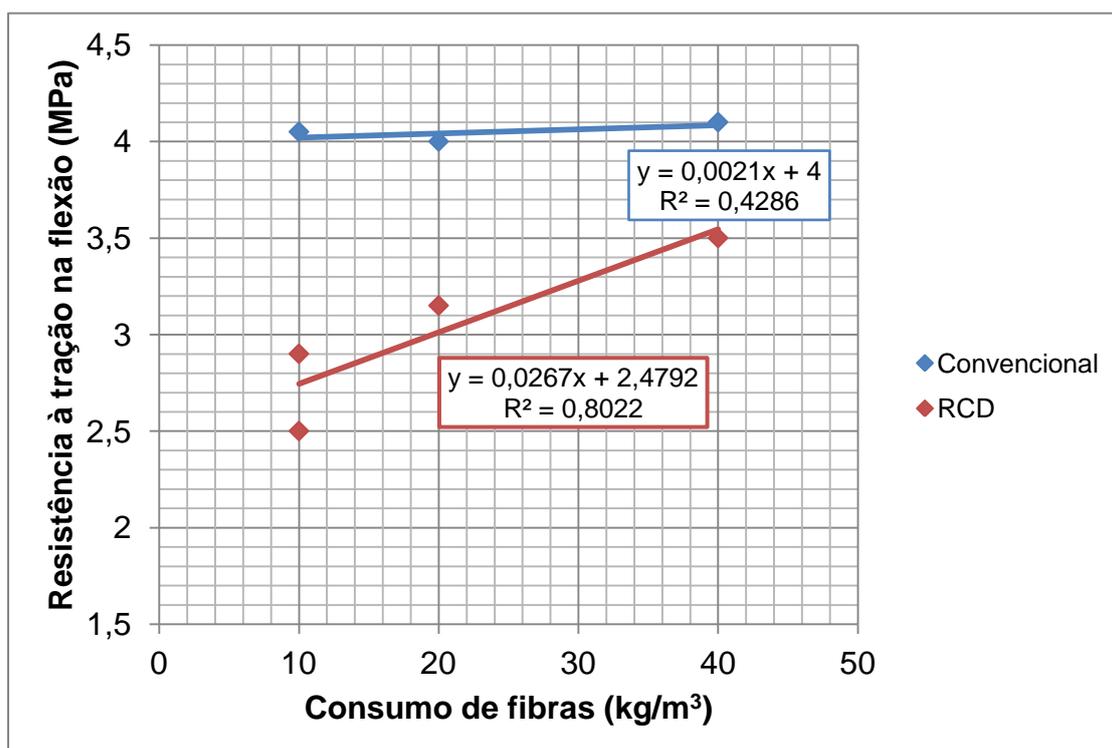


Figura 2.39 – Correlações entre os valores de resistência à tração na flexão e o teor de fibras de concretos com agregados convencionais e com agregados de resíduos de construção e demolição (RCD) reforçados com fibras de aço (adaptado de Pietra e Figueiredo, 2003).

Denota-se, pelo apresentado neste capítulo, que o comportamento do compósito é fruto da interação entre fibras e matriz. Este comportamento é afetado por diversos fatores, a salientar, o teor de fibras, a resistência da fibra, a resistência da matriz, as características geométricas das fibras e sua

compatibilidade com os materiais constituintes do concreto e o grau de orientação da fibra. Estes aspectos foram discutidos neste capítulo de maneira a justificar que o controle e a parametrização do CRF sejam, necessariamente, realizados em ensaios que avaliem o fruto deste tipo de interação. Assim, os ensaios que avaliam o comportamento do compósito, notadamente, a resistência residual pós-fissuração são fundamentais para o estudo e controle dos concretos reforçados com fibras. Existe um grande número destes ensaios, os quais podem ser considerados mais ou menos adequados em função da aplicação do CRF, como pode ser visto no próximo capítulo.

3 O controle específico do concreto com fibras

Como foi visto no capítulo anterior, os fundamentos da tecnologia do CRF estão fortemente embasados na análise da interação entre fibra e matriz. Dessa maneira, foi natural o surgimento de um grande número de ensaios que procuram quantificar este comportamento. Neste sentido, a maior parte deles procura avaliar a tenacidade do compósito.

Para os concretos reforçados com fibras, a definição mais aceita atualmente para a tenacidade é a energia absorvida pelo compósito quando carregado, abrangendo a energia absorvida antes e após a fissuração da matriz, quando as fibras passam a atuar de maneira mais efetiva. Esta definição foge um pouco da clássica que define como tenacidade a energia absorvida por um material dúctil até a sua ruptura (CALLISTER, 2002), ou seja, envolvendo a energia gasta com deformações elásticas e plásticas. A rigor, o CRF já apresenta uma ruptura quando a fibra passa a trabalhar, já que deve haver certo nível de fissuração da matriz. Assim, o CRF seria um material pseudo-dúctil ou não frágil, pois já não teria mais as características típicas de um concreto simples, mas também não se enquadraria perfeitamente na definição de material dúctil. Desta maneira, convencionou-se chamar tenacidade do CRF como a área sob a curva carga por deslocamento, que representa o trabalho dissipado no material. Tal valor é utilizado na avaliação dos compósitos e possui a desvantagem básica de depender das dimensões dos corpos-de-prova utilizados, bem como do sistema de aplicação dos esforços.

O método de determinação da tenacidade mais empregado no Brasil, que também é o de concepção mais simples, é o ensaio prescrito pela Japan Society of Civil Engineers (JSCE-SF4, 1984). Trata-se de um ensaio realizado em corpos-de-prova prismáticos carregados segundo quatro cutelos. Além desses métodos, existem os propostos pela *European Federation of Producers and Applicators of Specialist Products for Structures* (EFNARC, 1996), a saber: um de punção de placas, e outro de tração na flexão com corpos-de-prova prismáticos. Há também os métodos propostos mais recentemente pela *American Society for Testing and Materials* (ASTM C1399, 2002) e pela *International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials*,

Systems and Structures (RILEM TC162-TDF (2002)). A seguir estes ensaios serão descritos e alguns dos fundamentos destes ensaios discutidos.

3.1 Tenacidade em prismas

O ensaio de determinação da tenacidade por meio da flexão de prismas com deformação controlada é o principal elemento no controle do comportamento do CRF. Este ensaio é o mais comumente empregado e tem como exigência básica a utilização de prensas com capacidade de controle da velocidade de deslocamento. Além disso, para se garantir uma acuidade mínima no levantamento da curva de carga por deslocamento, é exigida a utilização do controle eletrônico de deslocamento por meio de um transdutor do tipo LVDT. O transdutor deve ser apoiado num suporte denominado "yoke" (JSCE-SF4, 1984), o qual se encontra apresentado na Figura 3.1. Tal sistema é considerado como um dos que apresenta maior confiabilidade, uma vez que o deslocamento lido toma como referência o próprio corpo-de-prova.

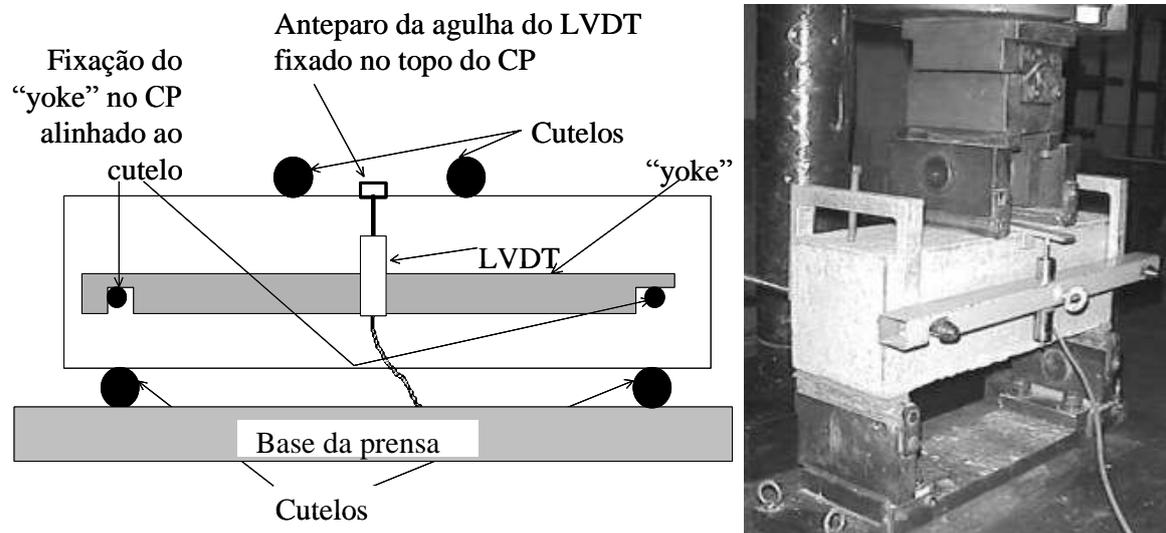


Figura 3.1 – Posicionamento de corpo-de-prova, LVDT e cutelos no ensaio de tração na flexão com o sistema "yoke" (Figueiredo, 1999a).

As normas atuais que definem os métodos de ensaio para a determinação da tenacidade à flexão exigem o uso do "yoke" ou um sistema de clipe-gage para o controle de abertura de fissura no caso de ensaio com corpos-de-prova entalhados. Além de não haver norma brasileira, existem

outros fatores complicadores para a realização do ensaio de determinação da tenacidade em prismas. As variações relacionadas ao ensaio podem influenciar muito no resultado final, comprometendo tanto a repetibilidade (GUIMARÃES; FIGUEIREDO; AGOPYAN, 2000) quanto a reprodutibilidade do ensaio (GUIMARÃES; FIGUEIREDO, 2002). Por isso, o laboratório de controle tecnológico tem de ser qualificado, devendo utilizar equipamento apropriado e pessoal bem formado, pois erros de interpretação de resultado são muito freqüentes.

A recomendação japonesa JSCE SF-4 (1984) é baseada na flexão de prismas sem entalhe, carregados em três terços, como o apresentado na Figura 3.1. Os prismas podem ter 10x10x40cm³, ensaiados com 30 cm de vão, ou 15x15x50cm³, ensaiados com 45 cm de vão. Ou seja, o vão do ensaio deve ser equivalente a três vezes a altura do corpo-de-prova. A dimensão do corpo-de-prova depende do tamanho da fibra utilizada no concreto. Preconiza-se que a menor dimensão do prisma seja, no mínimo, três vezes maior que o comprimento da fibra. A medida da tenacidade é obtida a partir da curva de carga por deslocamento através da determinação do fator de tenacidade, que é obtido pela área total (T_b), medida em Joules ou kgf.cm, até o deslocamento equivalente a L/150, onde L é o vão que pode ter 30 cm ou 45 cm (Figura 3.2). O valor de T_b deve entrar na equação (18) para obtenção do valor do fator de tenacidade FT. Basicamente, o valor de T_b dividido por δ_{tb} irá fornecer a carga média que o compósito suportou durante o ensaio até o dado nível de deslocamento. Ou seja, é uma medida média da carga resistida pelo compósito após a fissuração da matriz. Assim, o valor de FT é calculado de maneira equivalente à determinação da resistência à tração na flexão e, por isso, podendo ser expresso em MPa. Isto representaria a tensão média fictícia resistida pelo corpo-de-prova durante o ensaio. Fictícia porque, obviamente, na região pós-fissuração o regime elástico não é mais obedecido, tendo uma configuração de tensões próxima do apresentado na Figura 2.13.

$$FT = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \cdot \frac{L}{b \cdot h^2} \quad (18)$$

Onde,

FT = Fator de tenacidade na flexão (MPa);

T_b = Tenacidade na flexão (J);

δ_{tb} = Deslocamento equivalente a $L/150$ (cm);
 b = Largura do corpo-de-prova (cm);
 h = Altura do corpo-de-prova (cm);
 L = Vão do corpo-de-prova durante o ensaio (cm).

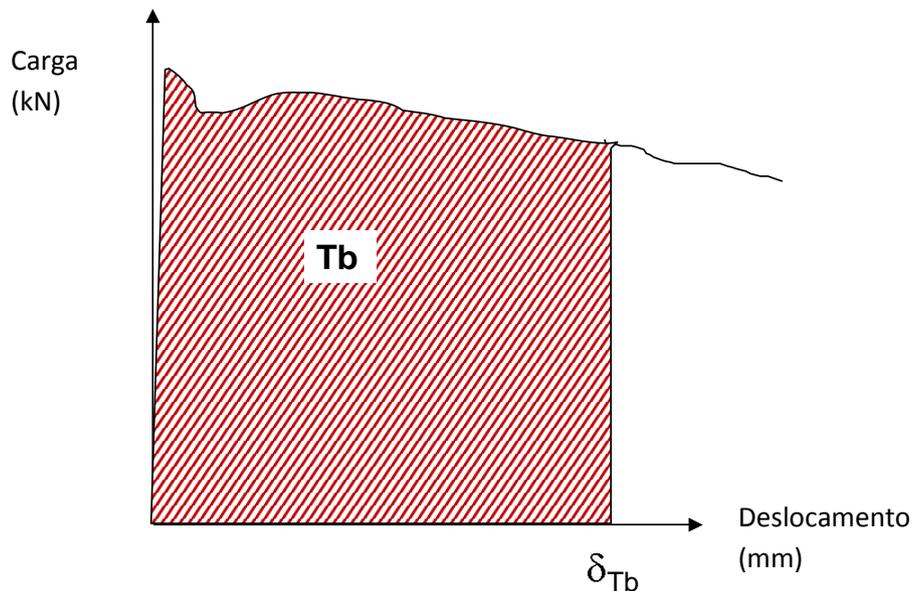


Figura 3.2 – Critério da JSCE SF-4 (1984) para a determinação da tenacidade (Figueiredo; Helene, 1997a).

O método JSCE SF-4 (1984) pode ser utilizado para a determinação da tenacidade tanto para concretos convencionais para pavimentos (FIGUEIREDO; MOURAD CARVALHO, 2000), para anéis segmentados destinados ao revestimento de túneis (TELLES; FIGUEIREDO, 2006) como também para concreto projetado (FIGUEIREDO, 1997). Um método de ensaio que foi proposto especificamente para concreto projetado é o da EFNARC (1996). Nesse ensaio, utiliza-se um corpo-de-prova com 15 cm de largura, 10 cm de altura e 50 cm de comprimento. Estes corpos-de-prova têm, necessariamente, de ser obtidos a partir da moldagem de placas (Figura 3.3) e o posterior corte dos prismas (Figura 3.4). O ensaio é realizado com o mesmo arranjo do ensaio preconizado pela JSCE-SF4 para 45 cm de vão. O que muda muito são os critérios de determinação da tenacidade a partir da curva de carga por deslocamento. No ensaio EFNARC (1996), são definidas classes de tenacidade associadas a faixas de tensão residual pós-fissuração, conforme apresentado na Figura 3.5. A principal vantagem desse método é associar um nível de deslocamento (que está correlacionado com o nível de abertura de fissura) com uma capacidade resistente residual.



Figura 3.3 – Moldagem de placas para extração de testemunhos para a execução dos ensaios de determinação da tenacidade em prismas (Abreu, 2004).



Figura 3.4 – Prismas cortados de placas de concreto projetado destinados ao ensaio de tração na flexão com deformação controlada para determinação da tenacidade (Figueiredo, 2003a).

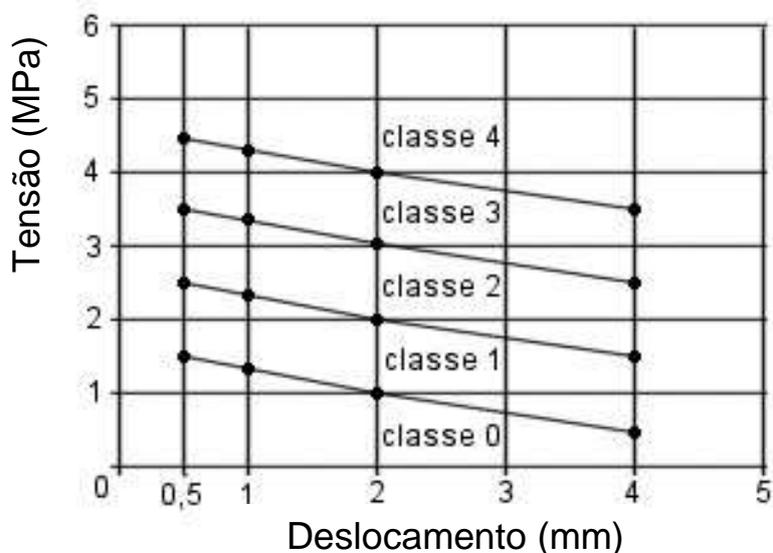


Figura 3.5 – Classes de tenacidade propostas pela EFNARC (1996).

Nestes métodos de ensaio pode ocorrer um problema que consiste no surgimento da chamada instabilidade pós-pico. Esta instabilidade ocorre, principalmente, quando há uma grande diferença entre a carga resistida pela matriz e aquela que a fibra pode suportar. Ou seja, quando a fibra resiste apenas a uma pequena parcela da carga suportada pela matriz. A instabilidade pós-pico consiste numa superestimação da carga suportada pelo corpo-de-prova imediatamente após a ruptura da matriz, ou seja, quando se atinge a carga de pico, uma vez que o teor de fibra deve estar abaixo do crítico. Neste momento ocorre a abrupta transferência de carga da matriz para a fibra com uma conseqüente elevação do deslocamento. Com isto, os dispositivos eletrônicos de medida contínua de deslocamento (LVDTs) recebem um pequeno impacto, o qual é maior para máquinas hidráulicas do que para máquinas com sistema de carregamento rígido. A região afetada pela instabilidade pode atingir até 0,5 mm de deslocamento. Este problema foi analisado no trabalho de Figueiredo, Ceccato e Torneri (1997), onde utilizou-se de uma fibra com 36 mm de comprimento, de seção retangular com 1,8 mm por 0,5 mm, com ancoragens em gancho em um concreto de traço 1:1,77:2,55:0,50. O consumo de fibras foi de 30 quilogramas por metro cúbico de concreto. Realizou-se o ensaio com dez corpos de prova e o fator de tenacidade (JSCE-SF4, 1984) foi medido englobando-se a área de instabilidade pós-pico (Figura 3.6) e a excluindo (Figura 3.7).

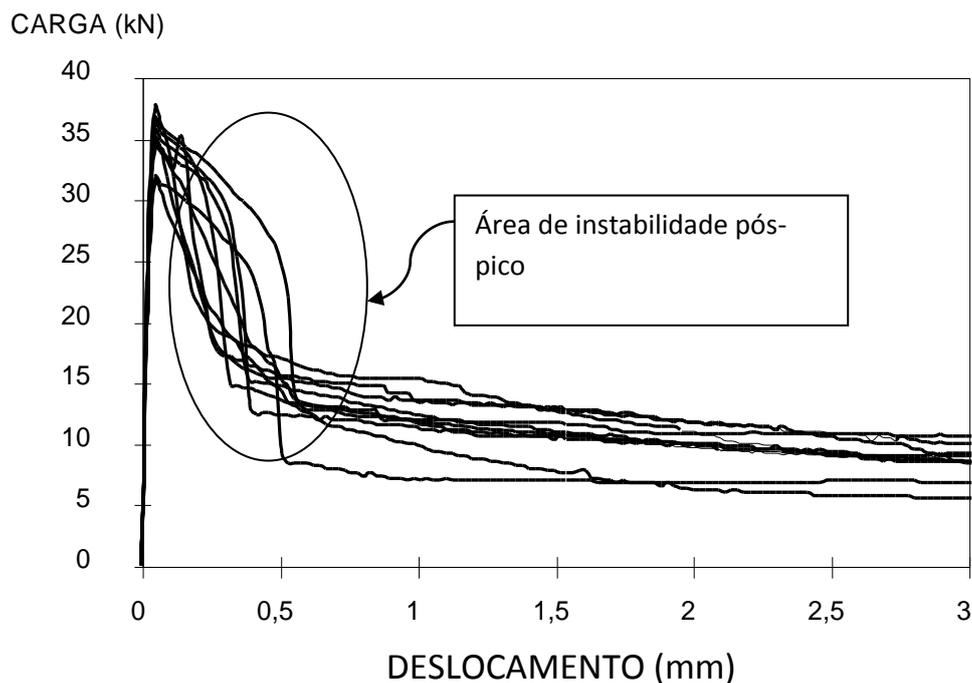


Figura 3.6 – Curvas de carga por deslocamento obtidas para uma fibra com 36 mm de comprimento incluindo a instabilidade pós-pico (Figueiredo; Ceccato; Torneri, 1997).

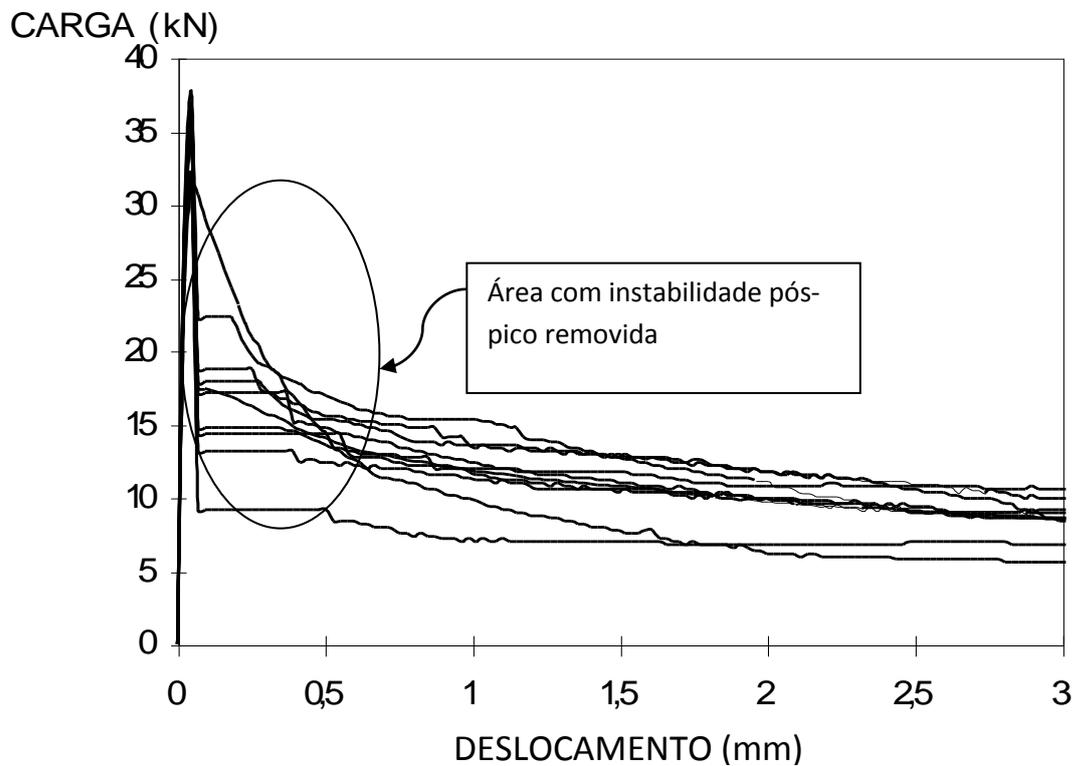


FIGURA 3.7 – Curvas de carga por deslocamento obtidas para uma a fibra com 36 mm de comprimento, sem a região de instabilidade pós-pico (Figueiredo; Ceccato; Torneri, 1997).

Quando a determinação do fator de tenacidade levou em consideração a área sobe a curva de carga por deslocamento incluindo a região de instabilidade pós-pico foi obtido um valor de 1,70 MPa com um desvio padrão de 0,21 MPa. Quando esta área relativa à instabilidade foi removida os valores obtidos foram 1,53 MPa para o fator de tenacidade e 0,23 MPa de desvio padrão. Ou seja, os valores foram reduzidos em 10%. Esta prática pode ser interessante para se evitar a superestimação do valor da tenacidade. A principal intenção da remoção da área de instabilidade no estudo em questão foi mostrar a susceptibilidade e a incerteza da medida da tenacidade para os concretos reforçados com baixos teores de fibras dependendo do critério adotado. Assim, se o critério adotado de medida de tenacidade fosse o preconizado pela EFNAR (1996), apenas a carga residual determinada a 0,5 mm de deslocamento seria influenciada pela instabilidade pós-pico. As demais estariam fora da área e, logo, não sofreriam qualquer influência. No entanto, a mera remoção da região de instabilidade não é uma garantia de precisão para o ensaio.

O método de ensaio ASTM C 1399 (2002) foi proposto com a intenção de eliminar o efeito da instabilidade pós pico na avaliação dos concretos com baixo nível de reforço pós-fissuração (TIGUMAN; FIGUEIREDO, 2005). Neste ensaio há a utilização de uma placa de aço de 12 mm sob o corpo-de-prova durante o carregamento inicial. O aparato de ensaio é o mesmo apresentado na Figura 3.1, apenas se posicionando uma placa de aço entre o corpo-de-prova e os cutelos inferiores. A placa de aço é utilizada para induzir uma fissura no corpo-de-prova sem a ocorrência do fenômeno de instabilidade pós-pico. Para isso, a norma americana estabeleceu o uso da placa de aço para o carregamento do corpo-de-prova até um deslocamento de 0,5 mm, induzindo a fissura sem instabilidade. Após a indução da fissura, a placa é removida, e o corpo-de-prova é novamente carregado, levantando-se a curva de carga por deslocamento da mesma forma que a realizada para os ensaios anteriores. A resistência residual média (ARS) é obtida pela média aritmética das resistências residuais a deslocamentos pré-determinados de 0,5 mm, 0,75 mm, 1,00 mm e 1,25 mm:

$$ARS = \frac{P_{0,50} + P_{0,75} + P_{1,00} + P_{1,25}}{4} \cdot \frac{L}{b \cdot h^2} \quad (19)$$

Onde,

ARS = Resistência residual média (MPa);

$P_{0,50} + P_{0,75} + P_{1,00} + P_{1,25}$ = Somatória das cargas nos respectivos deslocamentos (N);

b = Largura do corpo-de-prova (mm);

h = Altura do corpo-de-prova (mm);

L = Vão do corpo-de-prova durante o ensaio (mm).

Para verificar a adequação deste ensaio foram feitos alguns estudos enfocando o reforço de macrofibras poliméricas, dado que estas fibras, por sua menor resistência mecânica, são mais susceptíveis à instabilidade pós-pico. Um destes estudos foi desenvolvido por Dias, Figueiredo e John (2006). Nele foram comparadas duas fibras, sendo uma de aço e outra de polipropileno.

Foram produzidas seis séries de corpos-de-prova (10x10x40 cm³) com duas fibras (aço ou polipropileno de alto módulo) em três teores cada uma. Assim os concretos das séries Aço20, Aço50 e Aço80 referem-se aos concretos com fibra de aço com teores de 20, 50 ou 80 kg/m³ enquanto as séries PP20, PP50 e PP80 são aqueles que apresentam os mesmos teores em volume de macrofibras de polipropileno.

As características geométricas das fibras são apresentadas na Tabela 3.1. As fibras de aço e polipropileno apresentam o mesmo comprimento (50 mm), porém, seções transversais diferentes o que confere fator de forma aproximadamente duas vezes maior para as fibras de polipropileno.

Tabela 3.1 – Dimensões das fibras utilizadas (Dias; Figueiredo; John, 2006).

Fibras	Dimensões médias (mm)*		Área média (mm ²)	Fator de forma
	Espessura	Largura		
Aço	0,543 ± 0,011	2,029 ± 0,076	1,102	41,1
Polipropileno	0,200 ± 0,008	1,405 ± 0,012	0,281	83,5
Obs: Determinados com micrômetro Mitutoyo com precisão de 0,001 mm.				

Para estimar o módulo de elasticidade das macrofibras utilizadas realizaram-se ensaios de tração direta nas mesmas. Nestes testes utilizou-se uma prensa Instron mod. 5569 com célula de carga com capacidade de 1 kN. A Velocidade de deslocamento foi controlada (2,0 mm/min) e a distância entre as

garras foi igual a 20 mm - as fibras foram fixadas diretamente nas garras para ensaios de tração. O valor de 20 mm foi adotado para o cálculo das deformações que foram determinadas com os deslocamentos do sistema de garras e não com extensômetros, como seria o mais adequado, porém inviável tecnicamente. Somente o trecho inicial das curvas tensão x deformação (Figura 3.8) foi determinado. As fibras de polipropileno apresentaram módulo de elasticidade médio igual a 6,6 GPa, que correspondem ao coeficiente angular da curva de tendência linear ajustada aos pontos obtidos.

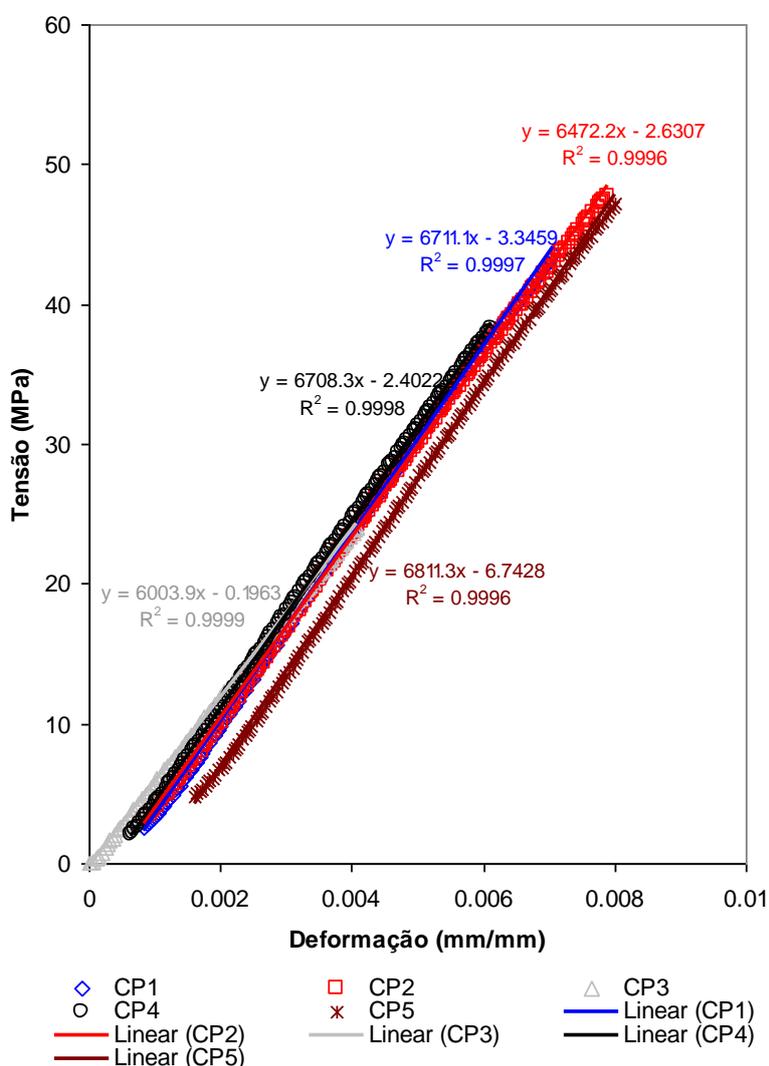


Figura 3.8 – Trechos iniciais das curvas de tensão x deformação para fibras de polipropileno (Dias; Figueiredo; John, 2006).

A Figura 3.9 apresenta as curvas de carga *versus* deslocamento vertical para os concretos com fibras de aço (Figura 3.9a) e com fibras de polipropileno (Figura 3.9b). Os concretos reforçados com fibras de aço apresentaram um

claro comportamento de *strain-softening*, enquanto as macrofibras de polipropileno um ligeiro *strain-hardening*, especialmente para os menores teores. Estas fibras apresentaram também uma maior capacidade resistente para maiores deslocamentos. A Figura 3.10 apresenta os valores de resistência residual calculado segundo o critério da ASTM 1399 (2002) correlacionados com o teor de fibras. Os resultados mostram que, para um mesmo tipo de fibra, a resistência residual aumenta com o teor. Para um mesmo volume de fibras os concretos com fibras de polipropileno apresentaram resistência residual aproximadamente 25 % superior aos concretos com fibras de aço, devido ao maior fator de forma da primeira. Se o fator de forma fosse mantido constante (o que não foi possível por limitações do processo de fabricação das fibras) não haveria a superioridade demonstrada pelas fibras de polipropileno, dado que este parâmetro também afeta fortemente o comportamento pós-fissuração, conforme o discutido no item 2.3.2.

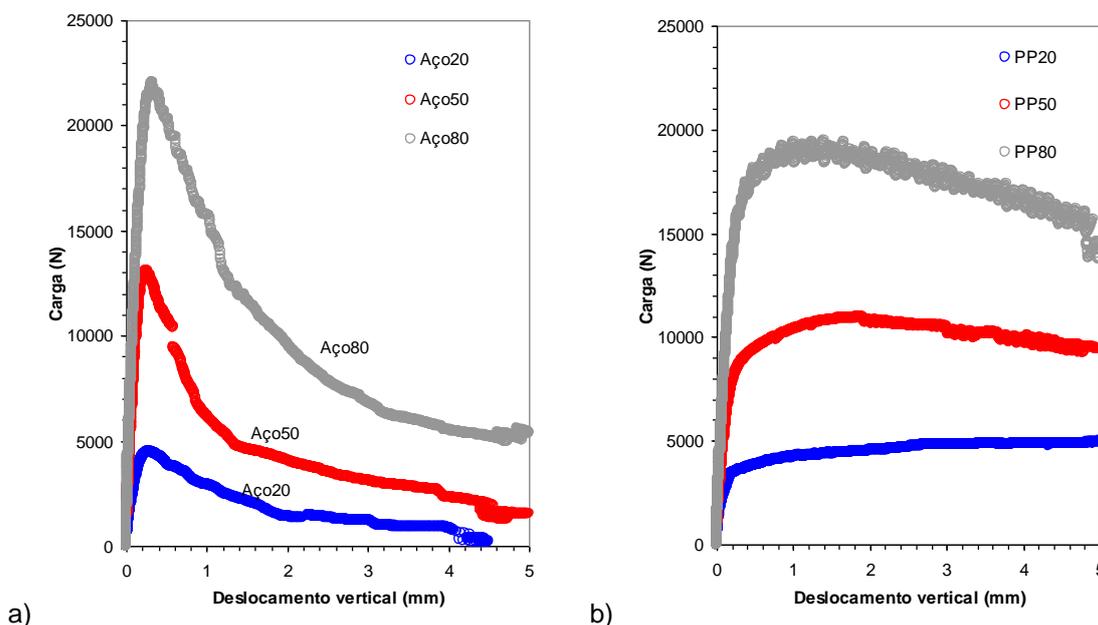


Figura 3.9 – Curva de carga x deslocamento vertical após remoção da placa metálica: a) corpos-de-prova com fibras de aço e b) corpos-de-prova com fibras de polipropileno (Dias; Figueiredo; John, 2006).

Como ponto fundamental, deve-se destacar o fato de não ter havido nenhum tipo de instabilidade durante o ensaio, mesmo quando o comportamento foi marcadamente de *strain-softening*. Isto endossa o emprego deste tipo de ensaio para a avaliação de concretos reforçados com baixos teores de fibras ou com fibras de módulo de elasticidade reduzido, como é o

caso das fibras de polipropileno em relação ao aço, dado que a maioria dos métodos normalizados foi desenvolvida para a avaliação destas últimas.

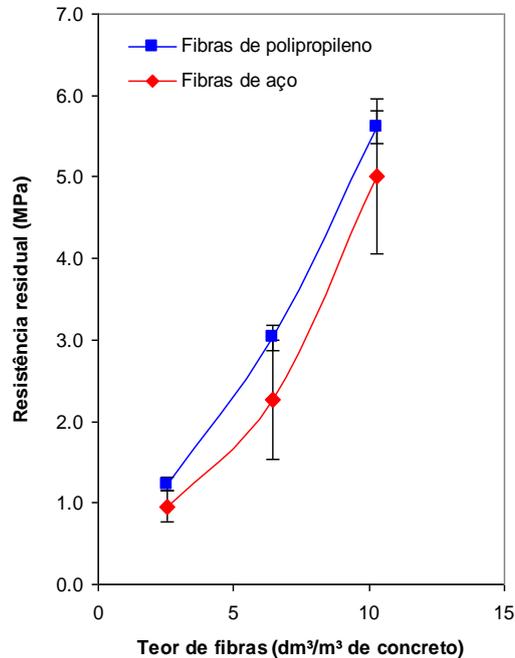


Figura 3.10 – Resistência residual em função do teor de fibras (Dias; Figueiredo; John, 2006).

No entanto, a utilização do método de ensaio ASTM C1399 (2002) guarda em si algumas limitações, como as apontadas pelo estudo desenvolvido por Caldas, Figueiredo e Bittencourt (2003):

- A chapa de aço empregada dificulta a identificação da ocorrência da ruptura da matriz. Isto ocorre provavelmente porque a chapa absorve parte da carga transferida após a ruptura da matriz, funcionando de forma similar a um reforço;
- O método não leva em consideração a deformação final do primeiro carregamento para cálculo das resistências residuais. Isto pode alterar o nível de desempenho pós-fissuração das fibras, especialmente as mais curtas. Apesar disso, não houve diferenças significativas entre os resultados obtidos neste estudo específico;
- O método não permite que a tenacidade seja avaliada segundo critérios de outras normas, como é o caso da JSCE SF4 (1984) que são usadas

tradicionalmente como referência para o dimensionamento de estruturas;

Apesar disso, também se confirmou a capacidade deste método eliminar a instabilidade pós-pico característica dos ensaios contínuos. No ensaio contínuo realizado segundo o método JSCE SF4 (1984) (Caldas, Figueiredo e Bittencourt, 2003), houve claramente regiões de instabilidade como as ilustradas na Figura 3.11. Esta região é caracterizada por um maior afastamento dos pontos, o que está correlacionado com uma maior velocidade de deslocamento do LVDT para uma mesma taxa de aquisição de dados. Com isto há, claramente, uma aceleração das deformações lidas, tipicamente associada à instabilidade pós-pico. No entanto, para este caso específico, a instabilidade pós-pico não se traduziu numa perda de capacidade resistente residual, como esperada em alguns casos onde há escorregamentos de fibras e, por conseguinte, perda de comprimento embutido e capacidade de ancoragem da mesma (Figura 2.32). Ao contrário disso, os resultados de Caldas, Figueiredo e Bittencourt (2003) obtidos com o método ASCT C1399 (2002) foram sempre inferiores aos obtidos pelo método convencional estando, entretanto, dentro da variabilidade do ensaio. Isto pode ter sido causado pela dificuldade de se controlar o nível de fissuração imposto ao material durante a primeira fase do ensaio. Com isto, os níveis de fissuração da segunda fase podem ter sido proporcionalmente maiores que os relacionados ao ensaio contínuo da JSCE SF4 (1984).

Talvez o maior desafio da tecnologia do CRF atualmente no Brasil consista simplesmente em conseguir uma rede de laboratórios com capacitação para a realização dos ensaios de tenacidade com condições mínimas de reprodutibilidade. No estudo apresentado por Guimarães e Figueiredo (2002) foram avaliados os resultados de ensaio obtidos em quatro laboratórios paulistas dotados de equipamentos para a realização do ensaio de tração na flexão com deformação controlada. Para todos os laboratórios foram enviados corpos-de-prova de CRFA moldados de maneira similar e com o mesmo material em um mesmo laboratório. A idéia fundamental era evitar que variáveis oriundas da produção dos corpos-de-prova em condições distintas prejudicassem o resultado de ensaio. No entanto, todos estes cuidados se

mostraram absolutamente infrutíferos, dado o baixo nível de qualidade de resposta de alguns laboratórios.

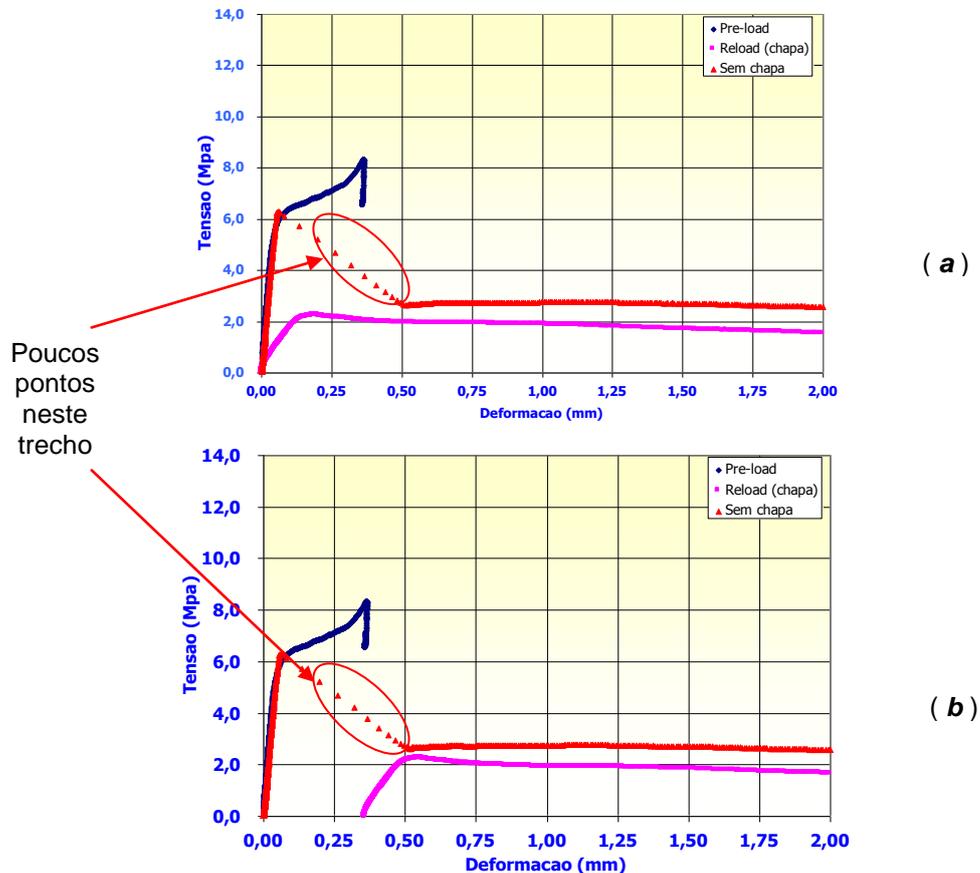


Figura 3.11 – Curvas Tensão versus deformação das amostras: (a) iniciando o re-carregamento em zero e (b) iniciando o re-carregamento a partir da deformação final obtida no primeiro carregamento (Caldas, Figueiredo & Bittencourt, 2003).

A título de exemplo, são apresentadas as reproduções de duas curvas típicas obtidas de um dos laboratórios envolvidos no estudo, denominado no estudo como laboratório A. Neste laboratório aproximadamente 15% do total de corpos-de-prova não possuíam significado físico. As curvas de carga por deslocamento eram completamente diferentes das usuais, como pode ser visualizado no esquema apresentado na Figura 3.12a. Em outro caso, notadamente houve problemas com a prensa que parou travou em determinada carga enquanto o LVDT seguia medindo as deformações, sem que o operador percebesse, com isso a curva obtida apresentou o formato apresentado na Figura 3.12b. Além do fato de que para cerca de 90% dos corpos-de-prova com consumo de 20 kg/m^3 , o equipamento entrou em modo de ruptura após a primeira fissura, interrompendo o ensaio, resultando no

formato típico de curva de carga por deslocamento apresentado na Figura 3.12c. Este comportamento típico também foi observado em outro laboratório envolvido no estudo, denominado de laboratório C.

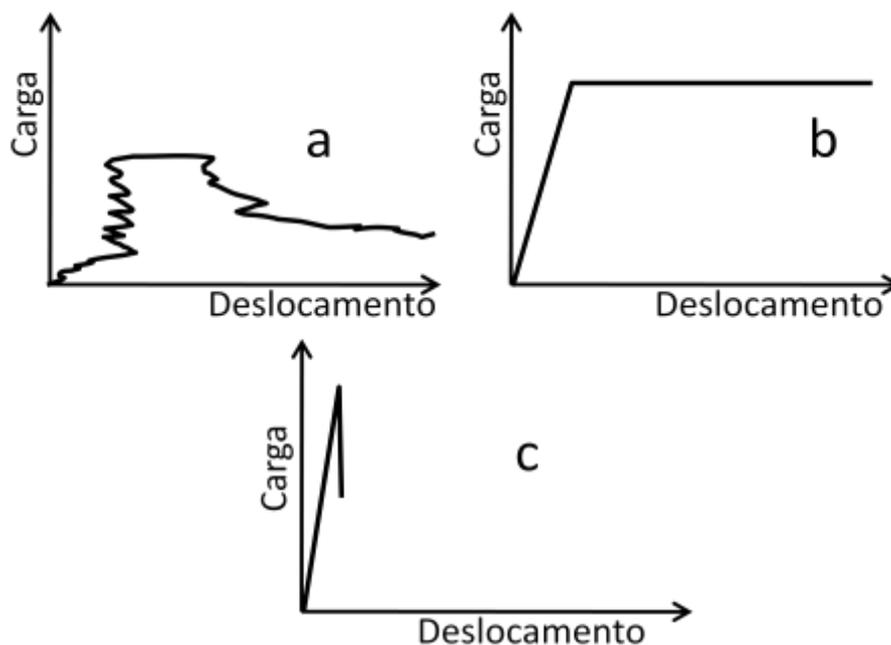


Figura 3.12 – Curvas obtidas em laboratório comercial A no estudo de Guimarães e Figueiredo (2002) que não apresentavam significado físico (a) ou que interromperam o modo de operação previsto (b) ou que entraram em modo de ruptura (c).

Em um terceiro laboratório comercial, denominado laboratório B, houve também um comportamento anômalo das curvas, conforme esquematicamente apresentado na Figura 3.13. Esta curva é típica da situação em que o LVDT está sendo utilizado fora da região linear de calibração, o que gera uma distorção no trecho de comportamento elástico da matriz de concreto.

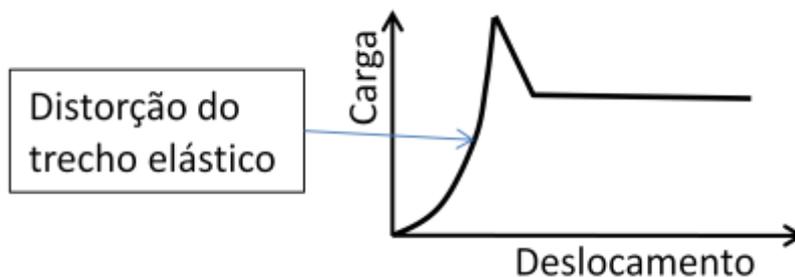


Figura 3.13 – Curvas obtidas em laboratório comercial B no estudo de Guimarães e Figueiredo (2002).

Um fator importante a ser considerado é o fato destes resultados negativos não terem sido influenciados por problemas de moldagem dos corpos-de-prova. Ou seja, apenas os fatores ligados ao procedimento de

execução do ensaio propriamente dito foram contemplados. No entanto, estes não são os únicos fatores a influenciarem os resultados. Paiva e Figueiredo (2007) apontaram uma série de fatores que influenciam na qualidade dos resultados. Estes fatores começam pela garantia da homogeneidade do material na betoneira que deve ter volume útil compatível com o volume de corpos-de-prova que serão moldados por vez. Além disso, há que se garantir a uniformidade da moldagem dos corpos-de-prova, garantindo que haja um tempo mínimo de permanência sobre a mesa vibratória. Soquetes e vibradores do tipo agulha são inadequados para o adensamento do CRF, pois geram orientação indesejada das mesmas, conforme o discutido no item 3.3.

Os cutelos são outro ponto que merece muita atenção (PAIVA; FIGUEIREDO, 2007). Os mesmos devem ser constantemente limpos e não somente ao final da realização de cada grupo de ensaios, de modo a garantir que os mesmos possam rolar sem bloqueios. Como o corpo-de-prova do ensaio de flexão é muito rígido, pode haver o travamento dos cutelos e a geração de uma força normal à direção longitudinal do corpo-de-prova. Este efeito pode gerar uma superestimação da carga de pico. Os autores também alertam para o fato que a condição de saturação do corpo-de-prova altera a resposta do material. Assim, a carga de pico também pode ser superestimada se o corpo-de-prova estiver saturado. Como é um ensaio lento, se o laboratorista retirar todos os corpos-de-prova da câmara úmida de uma única vez, poderá haver variações na condição de saturação e, conseqüentemente, alterações na carga de pico. Estas alterações na carga de pico também podem levar a variações na resistência residual, especialmente para os concretos reforçados com baixos teores de fibras. Além disso, todo o sistema deve estar isento de oscilações e a rigidez do conjunto deve ser garantida de modo a evitar distorções nas curvas como as apontadas por Guimarães e Figueiredo (2007).

Vale ressaltar que no estudo de Guimarães e Figueiredo (2002) os laboratórios foram solicitados a realizar o ensaio conforme o procedimento JSCE-SF4 (1984), ou seja, o mais simples de todos os normalizados no mundo. Isto dificulta muitíssimo a possibilidade de implantação no Brasil de um dos ensaios mais promissores da atualidade que é o proposto pela RILEM, que se tornou uma norma européia (RILEM TC162, 2002). Sua concepção é bem

distinta dos ensaios anteriores. Consiste no ensaio de tração na flexão de uma viga dotada de entalhe na sua base. Além disso, o carregamento é feito, na parte superior do corpo-de-prova, por um único cutelo no centro do vão. Assim, acaba-se por induzir o ponto de aparecimento da fissura e, com o entalhe, evita-se a instabilidade pós-pico e reduz-se a variabilidade do ensaio. A medida da tenacidade é feita a partir do critério exposto na Figura 3.14, e são obtidos dois valores diferentes de resistência equivalente:

$$f_{eq,2} = \frac{3}{2} \left(\frac{D_{BZ.2.1}^f}{0,65} + \frac{D_{BZ.2.11}^f}{0,5} \right) \frac{L}{bh_{sp}^2} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (20)$$

$$f_{eq,3} = \frac{3}{2} \left(\frac{D_{BZ.3.1}^f}{2,65} + \frac{D_{BZ.3.11}^f}{2,5} \right) \frac{L}{bh_{sp}^2} \quad (\text{N/mm}^2)$$

Onde:

b = largura do corpo-de-prova (mm);

h_{sp} = distância entre a ponta do entalhe e o topo do corpo-de-prova na seção transversal (mm);

L = vão do corpo-de-prova (mm);

$D_{bz.2.1}^f$, $D_{bz.2.11}^f$, $D_{bz.3.1}^f$, $D_{bz.3.11}^f$ = áreas sob as curvas de carga por deslocamento equivalentes à absorção de energia proporcionada pelas fibras (N.mm), calculadas segundo a Figura 3.14.

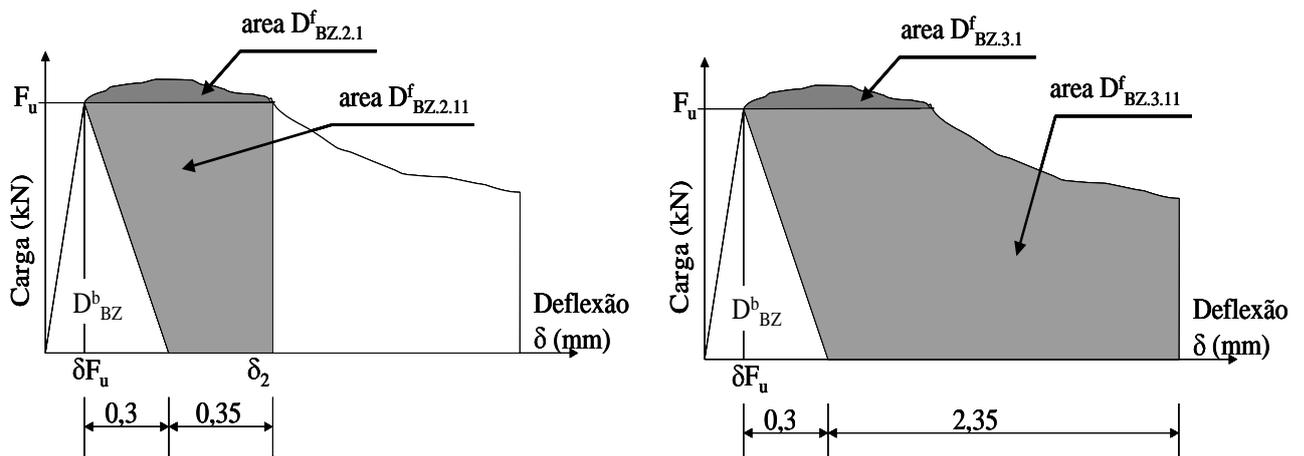


Figura 3.14 – Critério para a determinação da tenacidade segundo a norma RILEM TC162 (2002).

A grande vantagem desse ensaio é a sua associação a uma norma de dimensionamento de estruturas de CRFA. Apesar de o corte do entalhe poder causar danos localizados no corpo-de-prova, reduzindo o valor de carga

máxima, procura-se obter uma menor variabilidade do ensaio propiciando o uso de valores característicos para o dimensionamento de certas peças, o que não ocorre para os outros ensaios. No entanto, a sua realização, envolve a dificuldade da produção do entalhe no corpo-de-prova e a medida da abertura deste, o CMOD (*Crack mouth opening displacement*), durante a sua realização. Isto torna a execução deste ensaio bem mais complexa que a dos métodos anteriores.

Se a instabilidade ocorre para as fibras de aço, maior será a intensidade quando da avaliação das macrofibras poliméricas, que geram maior instabilidade devido ao menor módulo de elasticidade. Assim, as futuras pesquisas a serem desenvolvidas nesta área no Brasil devem priorizar a busca de métodos de ensaio mais simples e confiáveis de modo a tornar possível a sua rápida implantação no mercado brasileiro. Além disso, a utilização de sistemas fechados (*close looping*) que há muito vêm sendo apontados como fundamentais para a caracterização mais precisa do comportamento destes compósitos (GOLAPARATNAM; GETTU, 1995), deverá ser também cogitada, apesar do aumento de custos de ensaio que isto representará.

Uma observação importante que deve ser feita é concernente aos coeficientes de variação obtidos no estudo de Figueiredo, Mourad e Carvalho (2000) que estão apresentados na Tabela 3.3. Estes resultados ficaram compreendidos numa faixa de 25% a 30%, o que comprova a grande variabilidade do CRFA e do ensaio de controle de tenacidade, função da moldagem dos prismas e até mesmo do próprio procedimento de ensaio. Isto acaba se refletindo nos baixos valores característicos obtidos a partir dos valores médios e desvios padrão apresentados na Tabela 3.3. Observa-se que a tendência dos valores médios serem maiores para o adensamento em mesa vibratória se manteve para os valores característicos. No entanto, a elevada variação do resultado fez com que estes valores resultassem muito baixos, variando de 48,7% a 59,6% do valor médio. Ou seja, o valor característico do fator de tenacidade foi cerca de metade do valor médio. Este é mais um endosso para a aplicação do CRF em obras contínuas, como é o caso de túneis e pavimentos, onde o controle por valores médios já foi indicado há muito tempo como o mais adequado, conforme o relatado por Amaral et al. (1983).

3.2 Tenacidade em placas

O ensaio de punção de placas surgiu na Europa como uma forma de avaliação da tenacidade (ROBINS, 1995). Este método surgiu pela carência de modelos de dimensionamento públicos para o concreto projetado reforçado com fibras de aço destinado ao revestimento de túneis. Através dele seria possível a avaliação comparativa de desempenho com os reforços convencionais de tela metálica e, com isto, encontrar o teor de fibras equivalente (FIGUEIREDO, 1997). Assim, concebeu-se um ensaio que focava a avaliação de desempenho do compósito em uma maior escala do que os prismas, onde a comparação com as telas não é possível. Além disso, ele traz a vantagem de uma "implementação prática fácil para os resultados de tenacidade em certas aplicações como lajes sobre solo e revestimento de túneis apontando um dobramento biaxial e outros efeitos estruturais" (GOLAPARATNAM; GETTU, 1995). Apesar de já haver sido utilizado com freqüência em obras de túneis há muito tempo (VANDEWALLE, 1990), o esquema de ensaio foi proposto como recomendação pela EFNARC em 1996 (EFNARC, 1996) e ainda é o mais tradicional e o mais freqüentemente usado no Brasil. Consiste no puncionamento de uma placa quadrada com 600 mm de borda e 500 mm de vão central, apoiada em seus quatro lados, como apresentado na Figura 3.15.

O ensaio de punção de placas apresenta, no entanto, uma série de dificuldades (FIGUEIREDO; HELENE, 1997b), como o fato de a placa de ensaio ser muito pesada, aproximando-se facilmente dos 100 kg, o que dificulta a execução desse ensaio, tornando-o perigoso para os operadores. Como a placa fica sujeita ao esforço de projeção (impacto do jato de concreto), é freqüente que apresente deformações que dificultam a garantia das condições de apoio contínuo em todos os lados e, conseqüentemente, concentram os esforços durante o ensaio (Figura 3.16). Outro problema é o fato do ensaio ser realizado até que o concreto atinja um nível de 25 mm e, conseqüentemente, um nível muito grande de abertura de fissura (FIGUEIREDO; HELENE, 1997b), como pode ser visto na Figura 3.17. Esta situação está muito além do estado limite último de serviço esperado para o revestimento de um túnel metroviário, por exemplo.

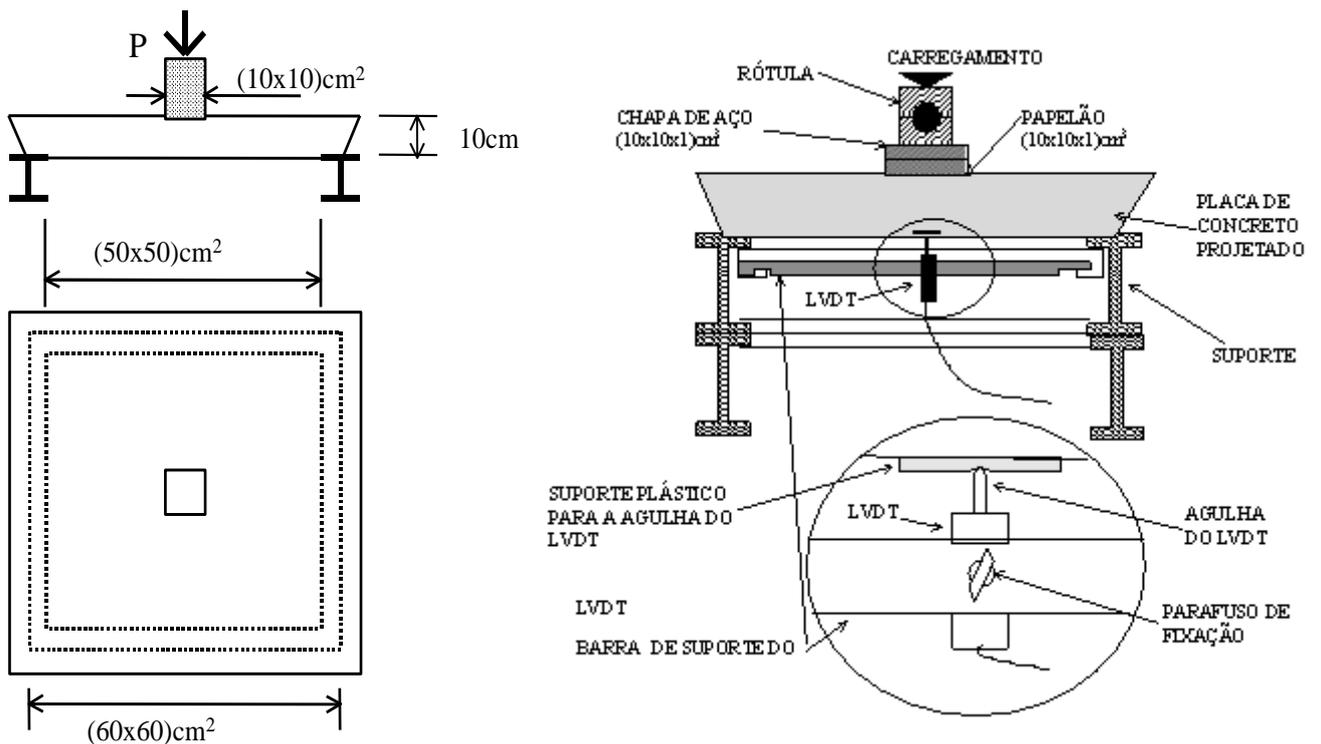


FIGURA 3.15 – Esquema do ensaio de puncionamento de placas quadradas proposto por Figueiredo (1997).



Figura 3.16 – Ensaio de puncionamento de placas quadradas com elevado nível de deformação e fissuração (Figueiredo, 2008b).

Figueiredo (1997) fez uma série de recomendações para a otimização do ensaio de punção de placas proposto pela EFNARC (1996). Essas recomendações foram implantadas por laboratórios de controle brasileiros, e algumas delas merecem destaque. A primeira recomendação diz respeito à medida do deslocamento que deve ser realizada por um LVDT posicionado na

parte inferior da placa, cujo suporte deve se fixar na parte superior da alma do perfil de apoio da placa (Figura 3.17). A adoção deste procedimento visa diminuir ao máximo a parcela de deformação relativa ao suporte, lida pelo equipamento, e pode ser aplicada no ensaio de outros tipos de placas.



Figura 3.17 – Detalhe do nível de fissuração atingido durante a realização do ensaio de puncionamento de placas quadradas (Figueiredo, 2008b).

É recomendável também que a garantia de um apoio contínuo da placa sobre o suporte seja feita com encunhamento metálico e não com argamassa, como recomenda a EFNARC (1996), uma vez que a placa apresenta deformações superficiais com muita frequência e altera as condições iniciais de leitura. Para isso, deve-se evitar que a placa seja posicionada como recomenda a EFNARC (1996), que orienta a face rugosa (parte externa da placa) para baixo, apoiada diretamente no suporte. Além disso, apoiar a placa pela face lisa reproduz o esforço de um tirante no revestimento de um túnel, conforme a sua concepção original (ROBINS, 1995). Portanto, este procedimento é mais realista e minimiza os problemas de apoio.

Esse ensaio permite também diferenciar o comportamento do material. Na Figura 3.18, são apresentados os gráficos de puncionamento de quatro placas de concreto projetado reforçado com 30kg/m^3 de fibras de aço F2 (Tabela 2.7) e outras quatro com 50kg/m^3 (FIGUEIREDO, 1999a). Percebe-se que, para os níveis mais baixos de deslocamento, ocorre o aparecimento de múltiplas fissuras, gerando alguns picos e quedas no gráfico. A partir de certo momento, o número de fissuras se estabiliza, e o trabalho dissipado no ensaio

consiste naquele relativo à ampliação da abertura das mesmas, com o arrancamento das fibras. À medida que a fissura abre, diminui a ancoragem das fibras, e a capacidade de suporte da carga diminui. A partir das curvas de carga por deslocamento obtidas no ensaio de punção de placa, pode-se determinar as curvas de absorção de energia com o deslocamento. Essas curvas consistem na integração da área sob a curva de carga por deslocamento, e os resultados são normalmente apresentados em Joules. Os gráficos da Figura 3.19 apresentam as curvas de absorção de energia obtidas a partir dos gráficos da Figura 3.18.

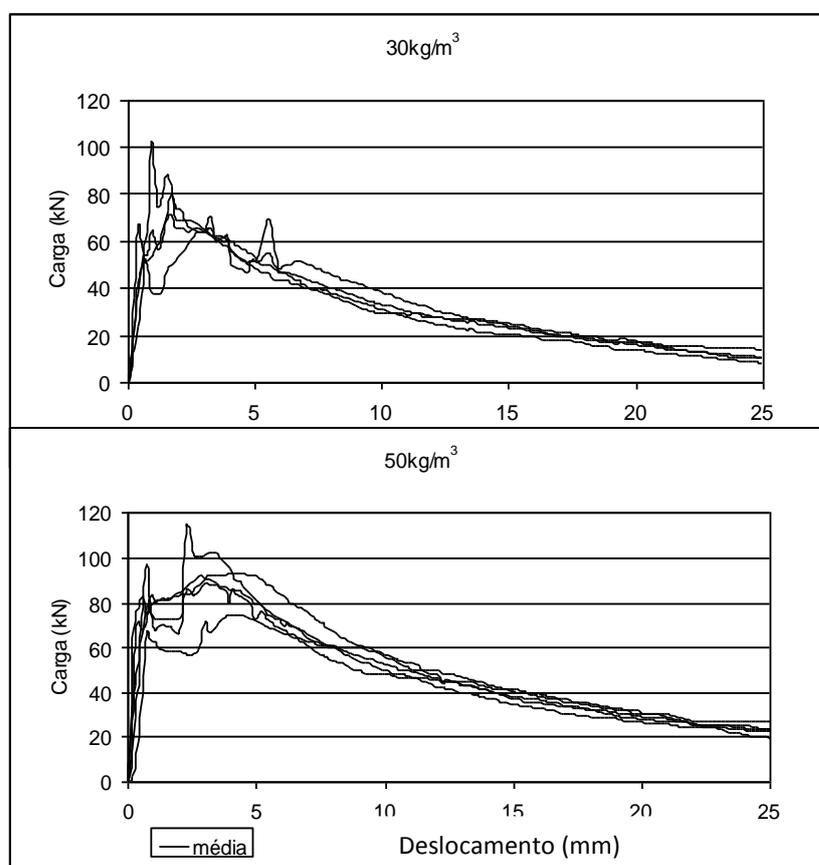


Figura 3.18 – Curvas de carga por deslocamento obtida no ensaio de punção de placas com concretos projetados reforçados com 30 kg/m³ e 50 kg/m³ de fibras de aço (Figueiredo, 1999a).

A definição do nível de energia absorvida pelas placas durante o ensaio torna possível verificar a adequação do material aos requisitos da EFNARC (1996), que estabelece três níveis de absorção de energia, conforme o apresentado na Tabela 3.2. Este tipo de classificação pode ser associado a métodos empíricos de dimensionamento de túneis, que definem a aplicação do CRF em função da competência do maciço. A partir desta classificação e do

desempenho obtido com o concreto projetado apresentado nas curvas da Figura 3.19, é possível afirmar que o teor de 30 kg/m^3 atende à classe B, enquanto o teor de 50 kg/m^3 atende à classe C.

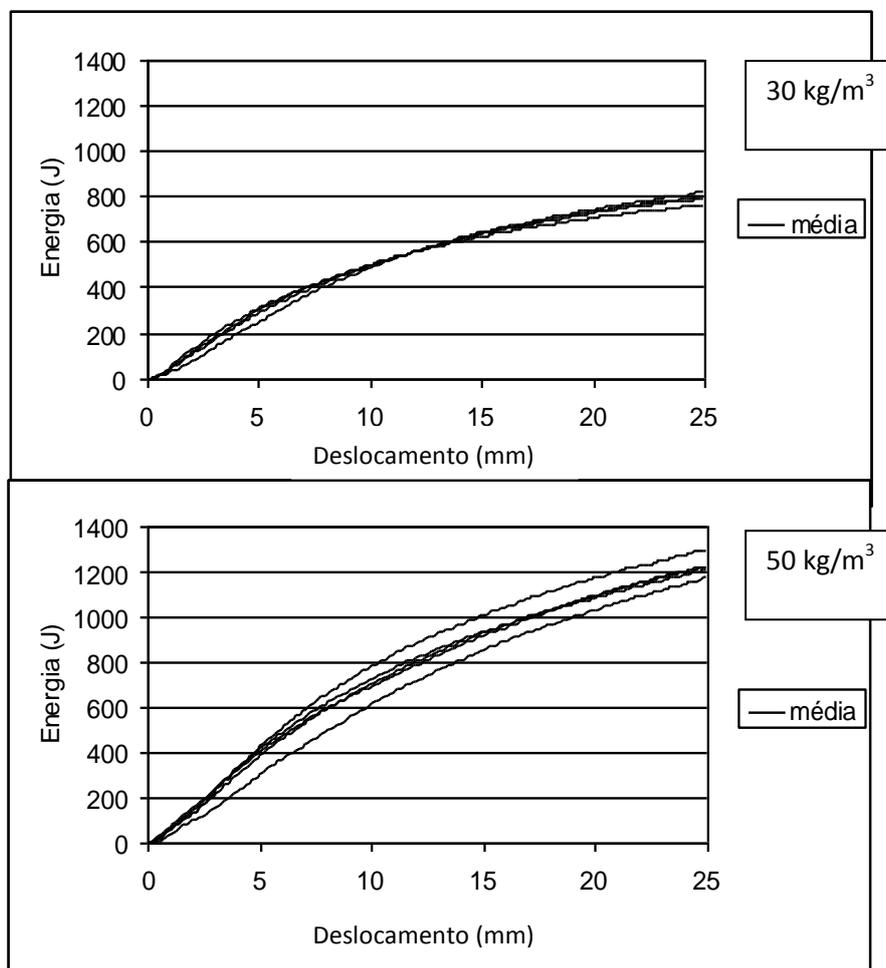


Figura 3.19 – Curvas de absorção de energia por deslocamento obtida no ensaio de punção de placas com concretos projetados reforçados com 30 kg/m^3 e 50 kg/m^3 de fibras de aço (Figueiredo, 1999a).

Tabela 3.2 – Classes de tenacidade para o ensaio de punção de placas estabelecido pela EFNARC (1996).

Classe de tenacidade	Nível de absorção de energia até um deslocamento de 25 mm em Joules
A	500
B	700
C	1000

O nível de deslocamento imposto pela EFNARC, de 25 mm, é muito elevado. No entanto, é perfeitamente possível analisarem-se os resultados para menores níveis de deslocamento. Em estudo feito considerando a energia absorvida até um deslocamento de 7 mm (FIGUEIREDO; HELENE, 1997b), foi possível diferenciar o desempenho das fibras segundo o teor utilizado. Como o

comportamento do CRF durante o ensaio é bem uniforme, é possível estimar a energia absorvida para uma deformação em 7 mm como cerca de 40% daquela absorvida para um deslocamento de 25 mm. Além disso, um nível de deslocamento de 7 mm é compatível com a análise comparativa de desempenho (FIGUEIREDO; HELENE, 1997b). Um exemplo do resultado comparativo se encontra na Figura 3.20, em que se apresentam resultados obtidos com telas metálicas e com fibras de aço. A tela metálica utilizada possuía 1 cm de diâmetro de fio soldado em malha quadrada de 10 cm de lado. Na Figura 3.20, mostra-se que a fibra pode apresentar um desempenho superior ao dos concretos reforçados com tela metálica dependendo do teor de fibra utilizado. No caso específico, isto foi conseguido apenas para os teores de 60 e 80 kg/m³.

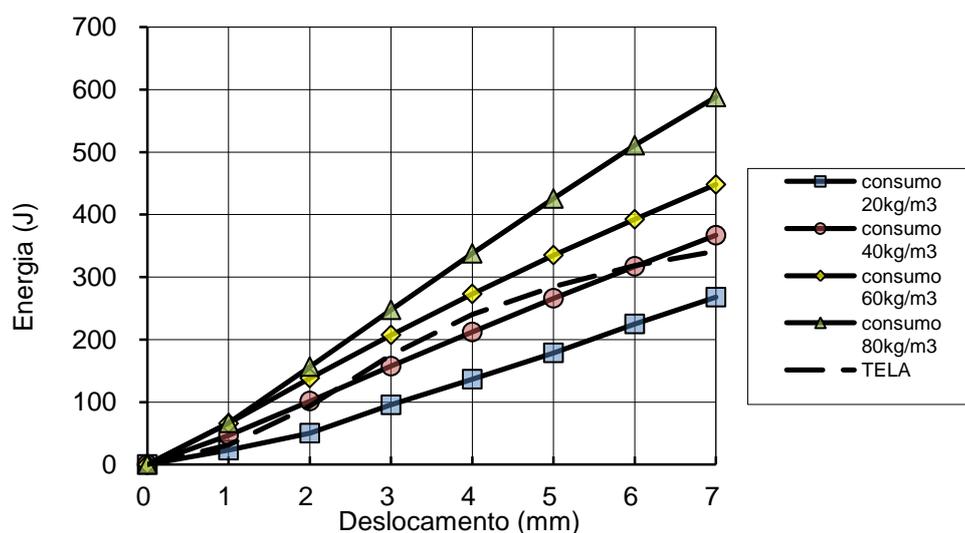


Figura 3.20 – Resultados obtidos com ensaio de punção de placas de concreto projetado reforçado com fibras de aço em diversos teores e dois tipos de tela metálica (Figueiredo, 1997).

Algumas alternativas estão sendo propostas para a substituição deste ensaio de modo a se obter menor variabilidade e, por conseguinte, maior reprodutibilidade e repetibilidade (FIGUEIREDO, 2005a). No entanto, há a possibilidade de utilização deste ensaio para a parametrização do concreto projetado reforçado com fibras e, até mesmo, utilizá-lo em metodologias de dosagem do material, conforme o apresentado no item 4.2.2.

Apesar de os ensaios de tração na flexão e de punção de placas terem sido concebidos para o CRFA, são plenamente aplicáveis a qualquer outro tipo de fibra que venha a ser utilizada como reforço para o concreto. Assim, se uma

fibra responde bem ao ensaio de tração na flexão, como uma de aço, muito provavelmente terá desempenho equivalente na estrutura.

3.3 Trabalhabilidade

Além do efeito de contenção de fissuração no concreto endurecido, a adição de fibras altera as condições de consistência e mobilidade da mistura de concreto e, conseqüentemente, a sua trabalhabilidade. Essa alteração depende de uma série de fatores, incluindo o material que compõe a fibra, o seu teor e a geometria da fibra. As alterações ocorrem por dois fatores principais. O primeiro é que, adicionando-se fibras, especialmente as de maiores dimensões, produz-se uma restrição à mobilidade relativa das partículas, especialmente os agregados de maiores dimensões. Como se preconiza que as fibras tenham dimensões superiores a cerca de duas vezes a máxima dimensão do agregado (Figura 2.27), elas acabam proporcionando um bloqueio à sua mobilidade relativa, dificultando a fluidez da mistura. O segundo fator está associado à área superficial das fibras. Ou seja, ao se adicionar fibras ao concreto, está-se adicionando também uma grande área superficial que demanda água de molhagem. Assim, fibras de maior área superficial demandarão maior quantidade de água de molhagem, produzindo aumento de coesão e perda de mobilidade do compósito no estado fresco. Esta característica, no entanto, é secundária, independentemente do tipo de fibra. Por exemplo, se forem adicionados 50 kg de fibra de aço com ancoragem em gancho, com 30 mm de comprimento e seção circular com diâmetro de 0,5mm em um metro cúbico de concreto, haverá uma nova área de molhagem de, aproximadamente, 50 m². Já se for adicionado um quilograma de fibra de polipropileno de baixo módulo com 18 µm de diâmetro, haverá uma área de molhagem no concreto de cerca de 60 m². Ou seja, estas fibras, nos teores convencionais agregam muito menos área do que um pequeno aumento do consumo de cimento. Assim, o principal fator a influir na trabalhabilidade do concreto é a dimensão da fibras e o seu grau de rigidez, dado que fibras mais rígidas acabam por propiciar maior dificuldade à mobilidade dos concretos, especialmente no caso dos bombeados e projetados.

O ACI 544.1R (ACI, 2002) recomenda dois diferentes métodos para a avaliação da trabalhabilidade do CRF, dado que considera o abatimento do

tronco de cone inapropriado. O primeiro método é o cone invertido (ASTM C995, 1994), representado esquematicamente na Figura 3.21. Neste ensaio mede-se a fluidez do CRF submetido à vibração e forçado a descer por um cone de invertido. O segundo método proposto para a determinação dos parâmetros de trabalhabilidade do CRF é o VeBe (Figura 3.22). No entanto, já se comprovou que a adição de baixos teores de fibras alteram pouco as condições de trabalhabilidade, mas sem, necessariamente, reduzir a compactação do material (CECCATO; NUNES; FIGUEIREDO, 1997).

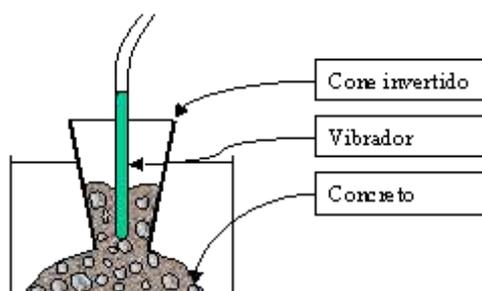


Figura 3.21 – Esquema para a realização do ensaio do cone invertido (Figueiredo, 2000).

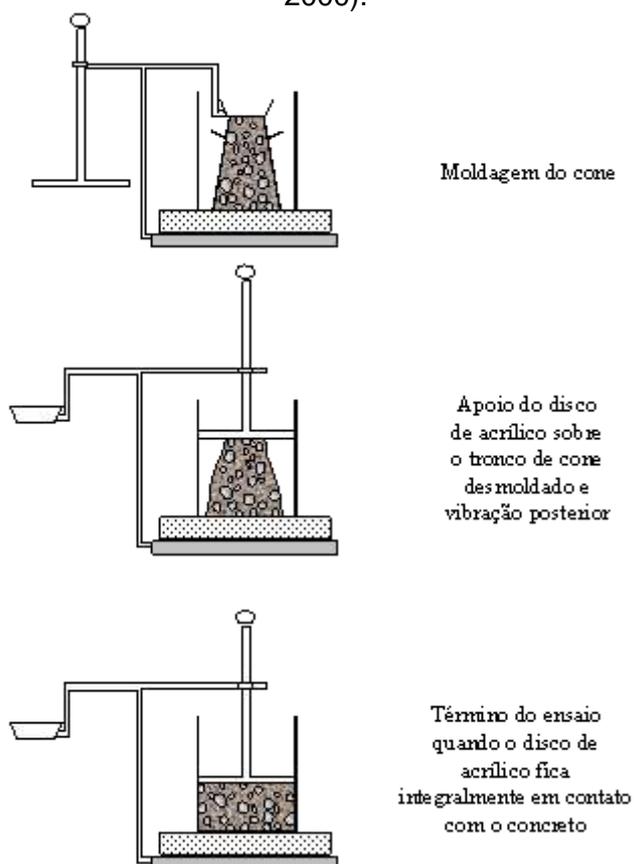


Figura 3.22 – Esquema para a realização do ensaio VeBe (Figueiredo, 2000).

Num extenso estudo realizado por Ceccato (1998), foi demonstrado que o ensaio com o cone invertido não é adequado para a avaliação da

trabalhabilidade de concretos reforçados com quaisquer teores de fibra, sejam altos ou baixos. Isto aconteceu por duas razões:

- Se o concreto é muito plástico acaba passando pela extremidade inferior aberta do cone invalidando o ensaio e
- Se o concreto é muito coeso acaba por entupir a mesma extremidade inferior de modo a impossibilitar a obtenção de qualquer resultado do ensaio.

O estudo de Ceccato, Nunes e Figueiredo (1997) demonstrou que, para teores de fibra inferiores a 60 kg/m^3 e em alguns casos até 80 kg/m^3 , (caso o fator de forma não seja superior a 60) o ensaio do abatimento do tronco de cone mostrou-se adequado para a medida da consistência de concretos reforçados com fibras até um teor de 100 kg/m^3 . O mesmo estudo comprovou experimentalmente a influência do teor da fibra e do fator de forma na trabalhabilidade do material. Na Figura 3.23 se encontram apresentados os gráficos obtidos no ensaio VeBe de concretos reforçados com fibras de diferentes fatores de forma e em vários teores. Nota-se claramente que à medida que se aumenta o teor de fibras, aumenta-se o tempo de compactação dado pelo VeBe, devido à maior coesão do material. Este aumento é tão mais intenso quanto maior for o fator de forma da fibra utilizada.

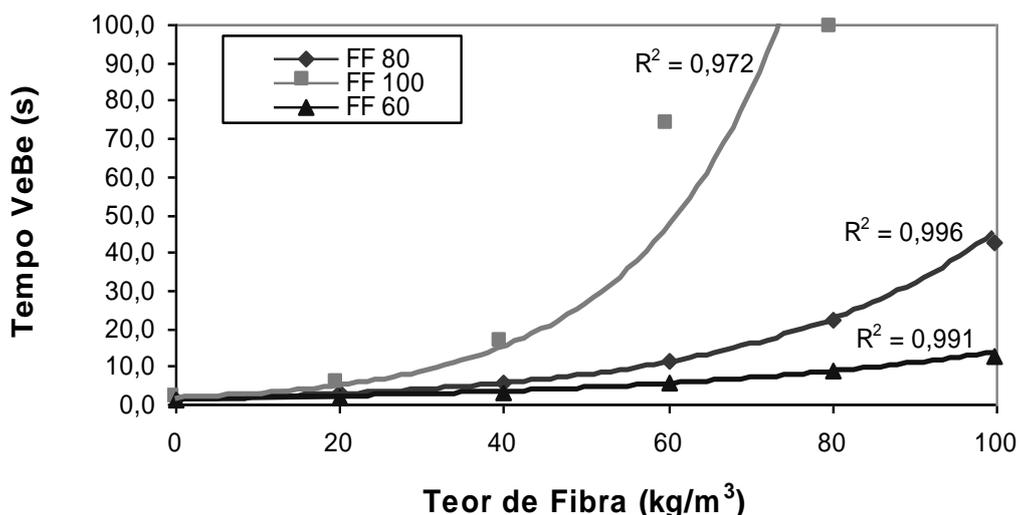


Figura 3.23 – Influência do fator de forma das fibras na compactabilidade do concreto reforçado com diferentes teores de fibra (Ceccato; Nunes; Figueiredo, 1998).

Vale ressaltar, no entanto, que todos estes estudos são muito limitados no sentido de poder de avaliação do comportamento dos concretos reforçados com fibras no estado fresco. Atualmente faz-se necessária a realização de

estudos reológicos mais abrangentes, de modo a parametrizar o comportamento do material num espectro maior de variação de taxas de cisalhamento, algo que não ocorre nestes ensaios tradicionais. A utilização de sistemas convencionais não permite avaliar de maneira eficaz a adequação da mistura para a aplicação. Entre os problemas que podem surgir está o aparecimento dos chamados ouriços (FIGUEIREDO, 2005a). Os ouriços são bolas formadas por fibras aglomeradas, como a apresentada na Figura 3.24. No caso da incorporação de ouriços no concreto, serão produzidos não só uma redução do teor de fibra homogeneamente distribuído, como também um ponto fraco (muito poroso) no local onde cada ouriço se alojar. No caso do concreto projetado, se alguma proteção não foi providenciada, os ouriços produzirão entupimentos de mangote, com sérios riscos à operação do processo. Outro risco associado à aplicação do CRFA é a segregação das fibras que têm uma densidade muito maior que a da matriz.



Figura 3.24 – Ouriço formado por fibras de aço mal misturadas ao concreto (Figueiredo, 2000).

As causas da formação dos ouriços estão associadas à mistura inadequada do material (FIGUEIREDO, 2005a). Fibras de maior fator de forma produzem um maior risco de embolamentos. No entanto, se a fibra é adicionada à betoneira de maneira descuidada, virando-se o saco ou caixa de fibras de uma só vez, por exemplo, o risco será muitas vezes maior. Por isso, recomenda-se lançar a fibra em taxas controladas junto com os agregados, homogeneizando a mistura antes do lançamento do cimento. Uma alternativa para minimizar esse efeito é a utilização das fibras coladas em pentes, como alguns fornecedores disponibilizam (Figura 2.1c). Quando são misturados ao

concreto, os pentes têm as suas colas dissolvidas, permitindo uma homogeneização facilitada para o compósito. Vale ressaltar que, em algumas aplicações específicas, como o concreto projetado, pré-moldado, etc., o aumento da coesão e perda de mobilidade do concreto significa uma melhora na trabalhabilidade, uma vez que minimiza riscos de deslocamentos e garante a estabilidade dimensional do concreto recém-desformado. Por isso, é comum o emprego de fibras poliméricas como as de polipropileno e náilon para se aumentar a coesão do material quando isso é desejado. Além disso, a adição das fibras poliméricas reduz a taxa de exsudação do concreto (FIGUEIREDO; TANESI; NINCE, 2002), diminuindo a retração global do material por dificultar a movimentação de água no seu interior, conquanto uma cura adequada seja realizada.

Vale ressaltar que o controle da trabalhabilidade do CRF é de fundamental importância para a definição do seu comportamento mecânico. Isto foi comprovado no estudo apresentado por Figueiredo, Mourad e Carvalho (2000), onde se estudaram duas formas básicas de adensamento dos corpos-de-prova prismáticos destinados à execução do ensaio corriqueiro de controle de qualidade do CRF. Neste estudo, utilizou-se como universo amostral, o pavimento executado por uma única construtora, que tinha seu concreto reforçado com as fibras de aço tipo AI com 60 mm de comprimento e fator de forma 65. A fibra foi adicionada num teor de 30kg/m^3 num concreto de traço 1:2:1,71:1,13:0,5 (cimento ARI : areia : brita I : brita II : a/c). Utilizou-se de um plastificante com um consumo de 3 litros por metro cúbico para garantir as condições de trabalhabilidade constantes (medida através do abatimento de tronco de cone). A construtora tinha seu concreto fornecido por três diferentes usinas. Os corpos-de-prova foram inicialmente moldados manualmente (com soquete) e após certa data com o auxílio de mesa vibratória, ambos previstos pela recomendação JSCE-SF2 (1984). Com isto, foram obtidos seis lotes ao final, sendo dois por usina de concreto, um deles com corpos-de-prova moldados manualmente e outro com moldagem através de mesa vibratória. Os ensaios foram realizados com 28 dias de idade seguindo a recomendação japonesa (JSCE-SF4, 1984). Os corpos-de-prova de dimensões $15 \times 15 \times 50 \text{ cm}^3$ foram ensaiados com o carregamento sendo aplicado perpendicularmente ao

sentido de moldagem a fim de se minimizar o efeito da segregação nos resultados, como recomendado pela própria JSCE-SF4 (1984).

Os valores dos fatores de tenacidade (dados em MPa) obtidos dos seis lotes referentes à execução do pavimento estão apresentados sinteticamente na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Valores médios do fator de tenacidade do concreto fornecido pela Usina A (adaptado de Figueiredo; Mourad; Carvalho, 2000).

Grandeza	Usina A (manual)	Usina A (mesa)	Usina B (manual)	Usina B (mesa)	Usina C (manual)	Usina C (mesa)
FTm (MPa)	2,1	2,4	2,3	2,4	2,2	2,6
Desvio Padrão (MPa)	0,60	0,70	0,71	0,58	0,58	0,67
Coeficiente de variação	28,2%	29,2%	31,1%	24,5%	26,7%	25,5%
FTk (MPa)	1,1	1,2	1,1	1,4	1,2	1,5
Relação FTk/FTm	53,5%	51,8%	48,7%	59,6%	56,0%	57,9%
Tamanho da amostra	53	34	65	53	136	27
FTm = fator de tenacidade médio						
FTk = fator de tenacidade característico calculado para um quantil de 5%						

Foi feita uma análise estatística utilizando um teste de hipótese de comparação de médias amostrais de duas populações com desvios-padrão distintos e desconhecidos. Com esta análise foi possível a verificação da influência do método de moldagem dos corpos-de-prova no fator de tenacidade. Os valores médios contidos na tabela 3.3 apresentaram ligeira tendência de aumento quando da utilização do adensamento por mesa vibratória. Dois dos três testes de hipótese comprovaram esta tendência e em apenas um deles a diferença não foi estatisticamente significativa. Este resultado comprova a influência negativa do adensamento manual no comportamento do CRF. Este prejuízo é originado pela perda de homogeneidade na distribuição da fibra, o que faz com que as fibras não atuem de maneira otimizada como ponte de transferência de tensões ao longo da fissura. Isto, possivelmente, gerou uma maior inclinação das fibras em relação à direção das tensões principais durante o ensaio de tração na flexão. Assim, pode-se concluir que o adensamento manual irá proporcionar resultados, no

máximo, iguais aos obtidos com o adensamento por mesa vibratória. Vale ressaltar que este prejuízo provocado pelo adensamento inadequado não ocorre apenas para o corpo-de-prova, onde seu efeito é mais facilmente evidenciado, mas também para a peça estrutural que está sendo produzida com o compósito.

Outro aspecto que deve ser lembrado é o fato de o controle de abatimento ser uma avaliação muito limitada da trabalhabilidade do concreto. Isto ocorre porque, durante a realização deste ensaio, o material é submetido a pequenas taxas de cisalhamento, oriundas de seu peso próprio, as quais são bem diferentes boa parte das condições reais de aplicação, onde se pode incluir o concreto bombeado.

Existe a necessidade de se utilizar medidas mais sofisticadas de controle reológico, como a aplicação de reômetros (HOPPE FILHO; CINCOTTO; PILEGGI, 2007), para a avaliação tanto do concreto convencional, como também do CRF. No caso dos concretos com fibras, cuja mobilidade é fortemente afetada pela presença de fibras de diferentes dimensões, deve-se levar em conta a necessidade de um desenvolvimento de equipamento específico para garantir a qualidade da medida. Um exemplo ainda mais marcante da necessidade de desenvolvimento de trabalhos na área é o concreto projetado. Neste caso específico, a trabalhabilidade é normalmente controlada pela consistência, medida através da agulha de Proctor (ABNT NBR 14278, 1999), que garante a possibilidade de reprodução das condições de aplicação (FIGUEIREDO, 1999b). No entanto, o ensaio consiste na cravação de uma sonda de 9 mm de diâmetro (Figura 3.25), o que gera uma boa correlação com as condições de consistência da argamassa (FIGUEIREDO, 1999b). Desta forma, pode-se controlar a espessura passível de projeção no concreto projetado via seca em função da consistência medida por este ensaio (ARMELIN, 1997). No entanto, esta medida não tem possibilidade de avaliar o efeito da fibra na mobilidade de partículas maiores, como é o caso do agregado graúdo, ou mesmo, de seu efeito restritivo ao aparecimento de superfícies de fratura no concreto recém projetado (elemento fundamental na definição da espessura máxima de projeção). Com isto, reforça-se a idéia de que se devem realizar estudos específicos, também para o caso do concreto projetado,

lançando mão de modelos reológicos que possibilitem verificar o comportamento do material de modo mais abrangente.

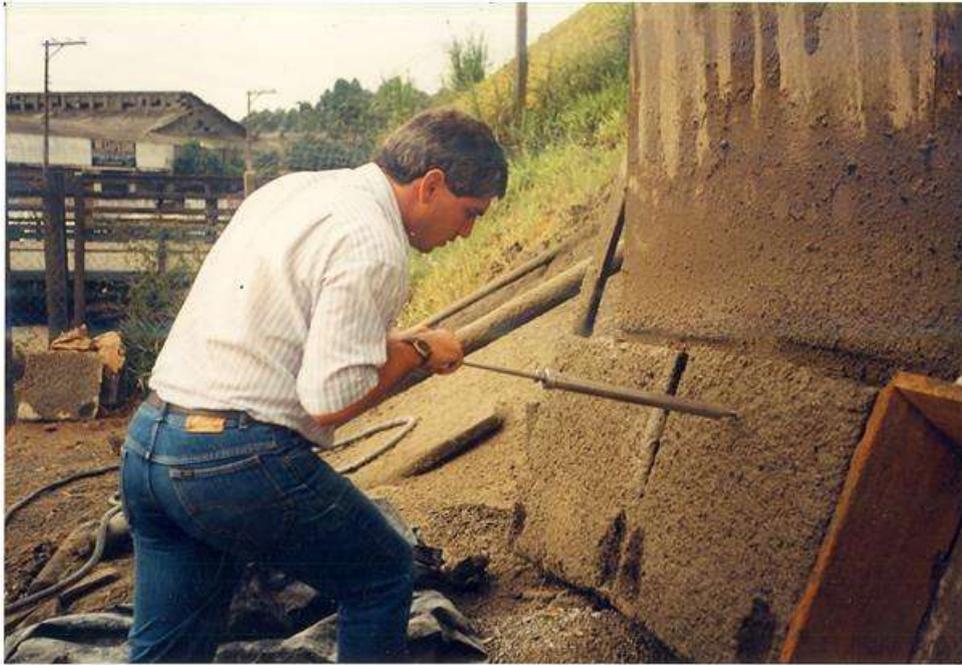


Figura 3.25 – Medida de consistência do concreto projetado via seca (Figueiredo, 1990).

3.4 Teor de fibra

Como já foi visto anteriormente, o desempenho do CRF é fortemente afetado pelo teor de fibras incorporado ao material. Assim, o controle do teor de fibras é uma maneira indireta de controle do desempenho e um importante instrumento para o controle do compósito. Isto ocorre de maneira especial para duas aplicações. A primeira é o concreto projetado onde, durante o processo de projeção ocorre uma perda maior ou menor do conteúdo de fibra por efeito do fenômeno da reflexão (FIGUEIREDO, 1997). Outra aplicação interessante é a dos pré-moldados ou, mais especificamente, os tubos de concreto reforçados com fibras (CHAMA NETO; FIGUEIREDO, 2003) onde há grande dificuldade de produção de prismas para controle da tenacidade. Além disso, no caso deste tipo de componente, o controle é feito diretamente no tubo através do ensaio de compressão diametral (FIGUEIREDO et al., 2007). Assim, a verificação de recebimento de um tubo acaba por se tornar dispendiosa devido ao elevado custo dos ensaios. Outro problema ocorre no momento em que se deve fazer a verificação do porque de alguns ensaios não terem sido satisfatórios, o que torna o controle, além de caro, de difícil refinamento em

termos de diagnóstico no caso de não conformidades. Além disso, a própria norma brasileira de tubos especifica um teor mínimo de fibras de 20 kg/m³ (FIGUEIREDO; CHAMA NETO, 2007) a ser incorporado ao concreto e, conseqüentemente, deve-se ter a possibilidade de sua verificação.

No caso específico do concreto projetado, já se comprovou a possibilidade de determinação do teor de fibras por reconstituição de traço da mistura recém projetada (FIGUEIREDO, 1997). Para a realização deste ensaio, adota-se um procedimento similar ao recomendado pela EFNARC (1996) associando-se a determinação do conteúdo de fibra ao ensaio brasileiro de reconstituição de traço de mistura recém projetadas NBR 13044 (ABNT, 1993). O ensaio constitui-se, basicamente, da execução do método de reconstituição de traço com a coleta das fibras de aço através de um ímã (Figura 3.26). Com esta determinação em conjunto com a determinação da massa específica do concreto através da norma NBR 9778 (ABNT, 2005).



Figura 3.26 – Coleta de fibras de aço de um concreto através do uso de um ímã (Kalil; Escariz; Figueiredo, 2010).

No estudo desenvolvido por Figueiredo (1997) foi demonstrado que o mesmo é um instrumento muito útil para a parametrização do concreto projetado reforçado com fibras de aço. Foram feitas reconstituições de traços em concretos projetados por via seca e por via úmida. Estas reconstituições foram feitas com todas as fibras utilizadas na Tabela 2.7. No caso do concreto projetado via seca, estes ensaios foram realizados em laboratório de projeção montado no Campus da USP em São Paulo. Neste estudo foram utilizadas cinco séries de placas com consumo de fibra estimado variando de 20 a 80

kg/m³. Apenas a fibra F1 foi utilizada em duas séries diferentes. No caso do concreto projetado via úmida, estas reconstituições foram realizadas durante a produção do concreto do revestimento do Túnel Airton Senna, sob o parque do Ibirapuera. Nestas condições de campo, as limitações do estudo eram bem maiores e uma das séries não pode ser completada. Assim, foram obtidas três séries com quatro teores e uma série com dois teores. Os teores efetivamente incorporados ao concreto projetado foram então determinados e comparados ao consumo teórico dosado no material. Os resultados se encontram apresentados nas Figuras 3.27 e 3.28, para a via seca e via úmida respectivamente.

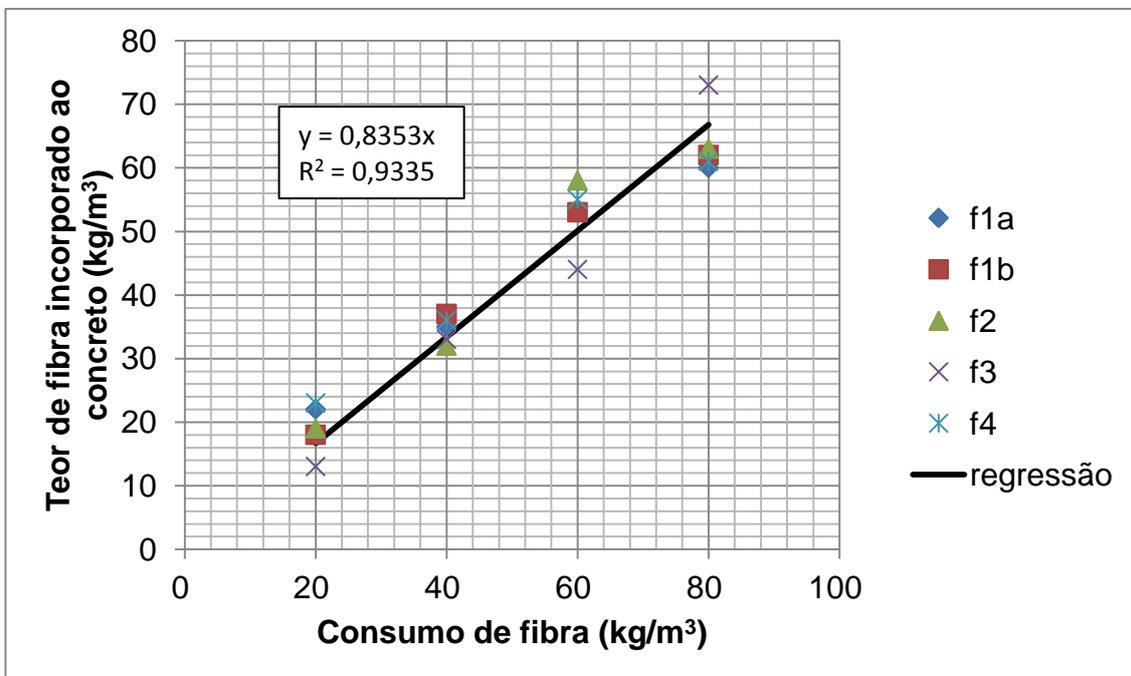


Figura 3.27 – correlação obtida entre o teor de fibra efetivamente incorporado no concreto projetado via seca e o consumo teórico de fibra dosado ao material (adaptado de Figueiredo, 1997).

Observando-se os resultados, percebe-se nitidamente a tendência do teor de fibra efetivamente incorporado ao concreto projetado ser inferior ao dosado para o material. Esta condição era esperada pelo simples fato da fibra, em conjunto com o agregado graúdo, sofrerem uma reflexão mais intensa do que outros materiais constituintes do concreto projetado (FIGUEIREDO, 1997). No entanto, era esperado que o nível de incorporação de fibras fosse maior para o concreto projetado via úmida, cujo valor de incorporação ficou em torno dos 75%. Ao contrário disso, o nível de incorporação das fibras no concreto

projetado via seca superou os 80%. Isto ocorreu em função das condições ideais de projeção do laboratório montado para a realização dos testes com o concreto projetado via seca. Nessa situação, o concreto era projetado contra placas posicionadas segundo a inclinação prevista na norma ABNT NBR 13070 (1994) maximizando o potencial de incorporação das fibras. No caso do concreto projetado via úmida, a inclinação das placas obedecia às condições de campo, o que nem sempre eram as ideais. Além disso, as condições mais precárias do laboratório montado para realizar a reconstituição de traço aumentaram o nível de erro do ensaio, o que foi demonstrado pelo menor valor do coeficiente de correlação.

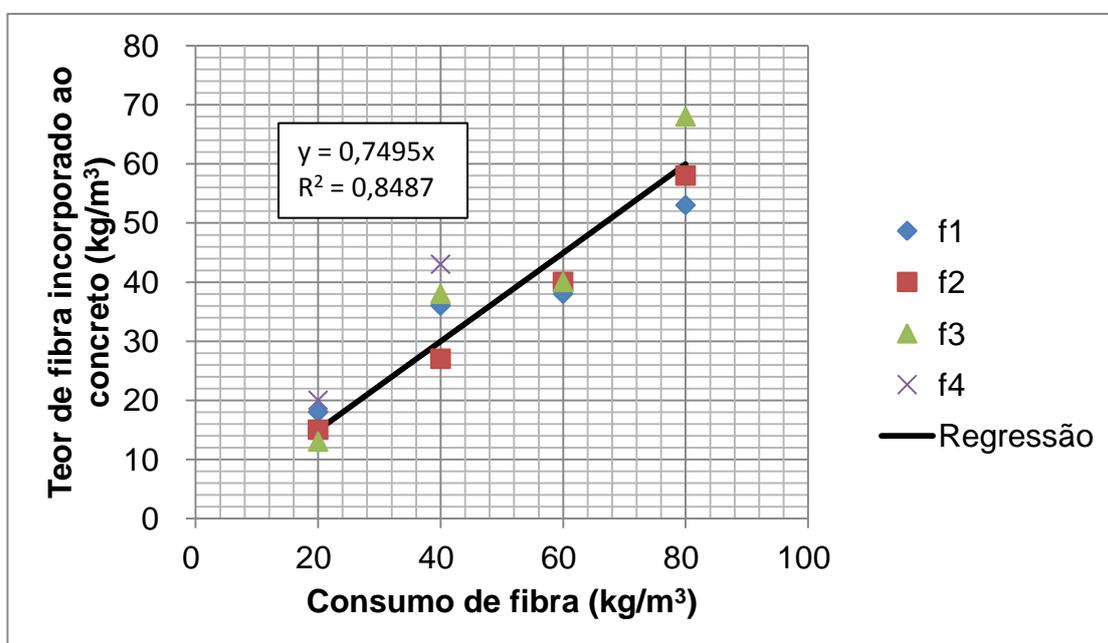


Figura 3.28 – correlação obtida entre o teor de fibra efetivamente incorporado no concreto projetado via úmida e o consumo teórico de fibra dosado ao material (adaptado de Figueiredo, 1997).

No caso do concreto projetado via seca, as proporções de materiais misturadas para as moldagens eram bem menores: apenas o suficiente para a moldagem de três placas por condição, o que garantia as melhores condições de homogeneização do teor. Além disso, o teor estimado era de muito mais difícil verificação, dado que no caso do via úmida, o volume de concreto no caminhão betoneira já contava com a água e era mais facilmente verificado. No caso do concreto projetado via úmida, a dosagem da fibra foi feita diretamente no caminhão betoneira e os volumes eram consideravelmente maiores, o que gera a probabilidade de maior dificuldade de homogeneização do material.

Com tudo isto, fica demonstrado que o ensaio de determinação do teor de fibra do concreto no estado fresco tem grande potencial para o controle das condições de incorporação das fibras no concreto projetado.

Pode haver, no entanto, a necessidade da determinação do teor de fibras incorporado ao concreto que já está no estado endurecido. Neste sentido foi desenvolvido um estudo baseado no procedimento recomendado pela EFNARC (1996) em conjunto com os métodos de ensaio de determinação da massa específica do concreto NBR 9778 (ABNT, 2005) e o da determinação da resistência à compressão NBR 5739 (ABNT, 2007) conforme o estudo desenvolvido por Kalil, Escariz e Figueiredo (2010). Este estudo consistiu, basicamente, na moldagem de corpos-de-prova cilíndricos de concretos reforçados com fibras de aço e macrofibras poliméricas. Os teores dosados foram rigorosamente controlados e procedeu-se à ruptura dos corpos-de-prova para a determinação do teor de fibra incorporado. Os corpos-de-prova foram esmagados em uma prensa universal e, posteriormente, os pedaços menores que ainda conservavam fibras foram rompidos manualmente (Figura 3.29).



Figura 3.29 – Esmagamento manual dos pedaços de corpo-de-prova para separação das fibras aderidas (Kalil; Escariz; Figueiredo, 2010).

No caso das fibras de aço a coleta ocorreu através da utilização de um ímã, conforme o apresentado na Figura 3.26. Já as macrofibras poliméricas tiveram que ser coletadas manualmente como o apresentado na Figura 3.30. Constatou-se que estas fibras apresentam muito maior dificuldade para a determinação do teor efetivamente incorporado, pelas dificuldades associadas à coleta. Em geral, os teores determinados ficaram pouco abaixo dos efetivamente adicionados ao concreto. Para as macrofibras poliméricas, o teor

reconstituído foi, em média, 17,5% inferior ao valor real. Enquanto para as fibras de aço o teor reconstituído foi em média, cerca 6,8% menor que o valor real. Isto não deixa de ser uma vantagem para os concretos reforçados com fibras de aço, dado que apresentam uma maior facilidade de verificação do teor efetivamente incorporado ao concreto.



Figura 3.30 – Macrofibras poliméricas separadas manualmente após o esmagamento dos pedaços de corpo-de-prova onde estavam aderidas (Kalil; Escariz; Figueiredo, 2010).

4 Dosagem do concreto com fibras

As fibras, quaisquer que sejam os materiais empregados para a sua produção, têm um papel muito importante na definição do custo do concreto. Mesmo com consumos regulares, da ordem de 40 kg/m^3 de fibras de aço, o custo unitário do metro cúbico do concreto irá praticamente dobrar. Apesar disso, metodologias propostas para a otimização do conteúdo de fibras no concreto são muito raras. Na realidade, a prática comum é a de fixação consumos de fibras, independentemente das características da matriz e das próprias fibras. Além disso, há recomendações genéricas como as apresentadas por Mehta e Monteiro (2008) indicando faixas de consumo muito maiores do que as praticadas nas condições de campo. Um exemplo disso é a indicação de frações volumétricas de 1% a 2% (equivalentes a 80 kg/m^3 a 160 kg/m^3 de fibras de aço) para o reforço do concreto projetado. Tais faixas de consumo são absolutamente impraticáveis e inviáveis economicamente.

Há também exemplos históricos de recomendações de consumos fixos (MORGAN, 1995) e, atualmente, várias especificações brasileiras têm ainda seguido este raciocínio. Assim, a prática de fixação de consumos empíricos, sem definição de desempenho é muito freqüente no Brasil, onde se costumam especificar as fibras de aço num consumo fixo de 30 kg/m^3 , independentemente do tipo utilizado, o que pode comprometer severamente o desempenho da estrutura. Apesar de haverem muito poucas referências internacionais que indiquem metodologias de dosagem, vários trabalhos já foram desenvolvidos na Escola Politécnica.

Da mesma forma, as fibras poliméricas também são especificadas apenas fixando-se um consumo de 600 g a 1000 g por metro cúbico de concreto, o que ocorre para qualquer condição de aplicação. Assim, para se garantir a viabilidade econômica, bem como o desempenho adequado dos concretos reforçados com fibras, deve-se aplicar metodologias de dosagem que otimizem o seu consumo, isto é, que definam o mínimo consumo necessário para atender às exigências de desempenho. Cabe lembrar que a viabilidade econômica dos concretos reforçados com fibras não é função exclusiva do seu custo unitário, mas da economia global que o compósito pode proporcionar para cada aplicação, conforme discutido nos capítulos 5 e 6.

Atualmente, o que se tem proposto como metodologia de dosagem para os concretos com fibras são procedimentos experimentais que complementam aqueles já utilizados para o concreto convencional. Dessa maneira, a dosagem do CRF irá depender das condições de aplicação e, como consequência, das características exigidas para a matriz de concreto, especialmente concernentes à trabalhabilidade. Assim, serão discutidos métodos de dosagem experimental aplicados a concretos específicos.

4.1 Concretos de consistência plástica

A principal aplicação dos concretos reforçados com fibras de consistência plástica é o pavimento, especialmente os industriais. No caso do Brasil, esta é a principal aplicação deste tipo de compósito. No entanto, existem outras aplicações em que a metodologia de dosagem aqui descrita é plenamente aplicável, como é o caso dos concretos destinados à produção de anéis segmentados para o revestimento de túneis (TELLES; FIGUEIREDO, 2006). Aqui se apresentará a metodologia experimental de dosagem do compósito como um todo, mas com foco especial na determinação do teor ótimo de fibras. Neste sentido, o atendimento aos requisitos especificados para a tenacidade é o alvo fundamental. No entanto, como já foi discutido no capítulo 2, há muita influência das características da matriz na própria tenacidade, o que faz com que a metodologia de dosagem não possa ignorar as características da matriz, tanto no que se refere à sua trabalhabilidade como quanto à sua resistência mecânica.

4.1.1 Correlação da tenacidade com o teor de fibras

Um ponto fundamental que se deve destacar é a interdependência da correlação da tenacidade com o teor de fibras e as características da matriz de concreto. Esta interdependência é fundamental para a realização de uma metodologia de dosagem experimental abordando o CRF. Esta correlação tem importância equivalente à lei da Abrams para a dosagem dos concretos plásticos estruturais. No estudo experimental apresentado por Figueiredo, Nunes e Tanesi (2000), demonstrou-se que é possível realizar um

procedimento de dosagem mantendo as condições de consistência constante. Esta foi a forma escolhida para uniformizar as condições de trabalhabilidade. A consistência foi medida pelo abatimento de tronco de cone e fixou-se o valor de 90 ± 20 mm para as misturas. Para o atendimento a esta exigência, foi utilizado um aditivo plastificante, de maneira a ajustar a necessidade de fluidez da mistura sem alteração da relação água/cimento.

Inicialmente, foram definidos três níveis de resistência à compressão: 20 MPa, 30 MPa, e 40 MPa. O consumo de fibras foi variado de zero à 40 kg/m^3 . As características dos concretos produzidos para este estudo se encontram apresentadas na Tabela 4.1. O tipo de fibra utilizado neste estudo foi o All com 36 mm de comprimento e seção retangular de 0,8 mm por 0,45 mm, gerando um fator de forma de 53,2. Neste caso, a resistência média de escoamento do aço era de 600 MPa. Com os concretos foram produzidos corpos-de-prova cilíndricos (com 15 cm de diâmetro) e prismáticos ($15 \times 15 \times 50 \text{ cm}^3$) para a determinação da resistência à compressão e tenacidade, respectivamente. As moldagens foram feitas em mesa vibratória e todos os corpos-de-prova foram rompidos com 28 dias de idade.

A tenacidade foi determinada segundo o procedimento recomendado pela JSCE-SF4 (1984), e os resultados obtidos se encontram apresentados na Tabela 4.2, em conjunto com a resistência à compressão e resistência à tração na flexão. As curvas individuais e media obtidas para o concreto F20-40 se encontra apresentado na Figura 4.1 para ilustração.

$$\frac{FT}{CF} = \frac{A}{B} \quad (22)$$

Onde,

FT = Fator de tenacidade determinado segundo a recomendação JSCE-SF4 (MPa).

A e B = Constantes e

CF = Consumo de fibra (kg/m^3)

Tabela 4.1 – Características dos concretos produzidos para a determinação da correlação entre o consumo de fibra e a tenacidade (Figueiredo; Nunes; Tanesi, 2000).

Mistura	f_{ck} (MPa)	Traço 1:a:b:a/c*	Consumo de cimento (kg/m ³)	Consumo de fibra (kg/m ³)
F20-0 F20-20 F20-30 F20-40	20	1:2,50:3,20:0,60	320	0 20 30 40
F30-0 F30-20 F30-30 F30-40	30	1:1,77:2,55:0,50	400	0 20 30 40
F40-0 F40-20 F40-30 F40-40	40	1:1,27:2,10:0,41	490	0 20 30 40

*No traço: a = agregado miúdo; b = agregado graúdo e a/c = relação água/cimento

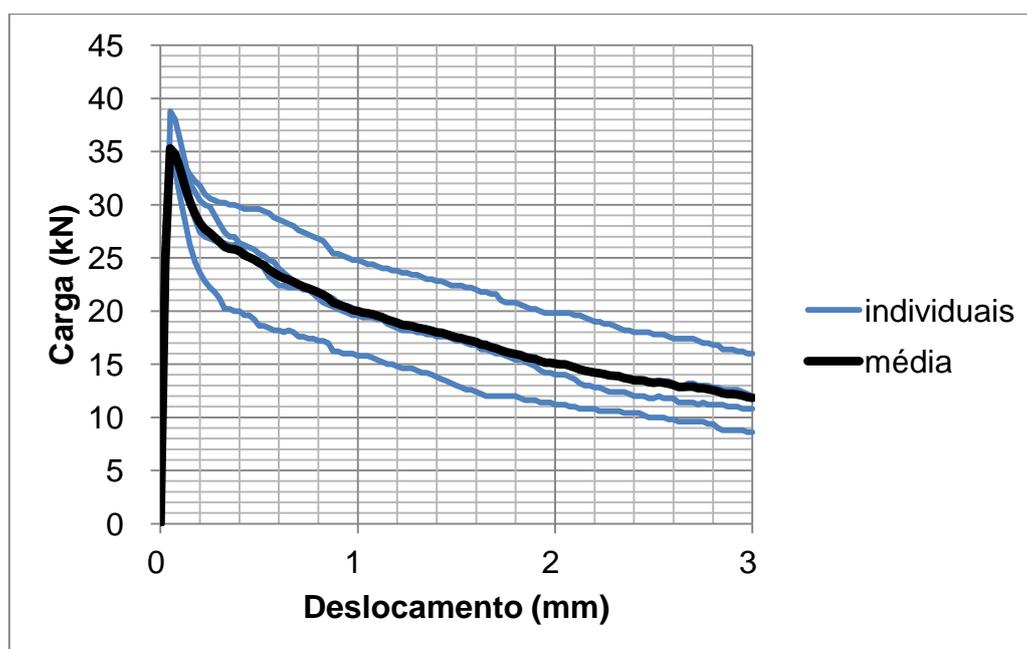


Figura 4.1 – Curvas individuais e media obtidas para a mistura F20-40 obtidos por Figueiredo, Nunes e Tanesi (2000).

Os resultados médios obtidos para a resistência à compressão estiveram dentro do previsto para as resistências características originais estimadas e não se evidenciou qualquer influência da fibra nesta propriedade. A resistência à tração também não apresentou nenhuma correlação com o consumo de fibras. Este comportamento pode ser justificado pelo baixo teor de fibras, bem inferior ao volume crítico que pouca ou nenhuma influência tem nos valores de resistência. Assim, uma metodologia de dosagem de concretos

reforçados com fibras nestas condições, pode abordar a dosagem matriz como desprezando a influência da fibra na resistência do concreto. Por outro lado, houve uma excelente correlação entre o comportamento pós-fissuração e o teor de fibra o modelo usado para a correlação foi o proposto inicialmente por Figueiredo (1997) para o concreto projetado e se encontra apresentado na equação (22). As correlações foram feitas para cada família de concreto e as constantes e os respectivos coeficientes de correlação se encontram apresentados na Tabela 4.3. As curvas obtidas se encontram apresentadas na Figura 4.2.

Tabela 4.2 – Resultados obtidos de resistência e tenacidade para os concretos estudados por Figueiredo, Nunes e Tanesi (2000).

Mistura	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração na flexão (MPa)	Fator de tenacidade (MPa)	Coefficiente de variação da tenacidade (%)
F20-0	25,7	4,7	-	-
F20-20	24,7	5,3	1,6±0,3	19
F20-30	22,1	4,4	2,0±0,3	15
F20-40	25,4	5,2	2,5±0,4	16
F30-0	27,0	4,3	-	-
F30-20	32,5	5,2	1,7±0,2	12
F30-30	37,5	5,9	2,0±0,4	20
F30-40	38,7	6,8	2,8±0,6	21
F40-0	43,6	6,3	-	-
F40-20	45,2	7,2	1,7±0,4	24
F40-30	39,7	6,4	2,8±0,2	7
F40-40	45,5	7,1	2,7±0,2	7

A não linearidade presente nos modelos de regressão apresentados na Figura 4.2. é explicada pelo modelo proposto por Armelin e Banthia (1997). Neste modelo, com o aumento do consumo de fibras há um maior gasto energético pela deformação plástica da parcela comprimida da seção flexionada no ensaio de determinação da tenacidade. Assim, esta energia acaba por representar uma perda em termos de energia absorvida no corpo-de-prova e, portanto, de tenacidade. Isto explica os ótimos coeficientes de correlação obtidos no estudo para o modelo de correlação entre desempenho e consumo de fibras e justifica seu emprego numa metodologia de dosagem conforme será descrita a seguir.

Tabela 4.3 – Constantes e coeficiente de correlação obtidos para as regressões realizadas para as famílias de concreto do estudo de Figueiredo, Nunes e Tanesi (2000).

Resistência	Constante A	Constante B	Coeficiente de correlação (r^2)
20 MPa	7,02	8,25	0,979
30 MPa	8,27	9,87	0,886
40 MPa	9,77	11,03	0,979

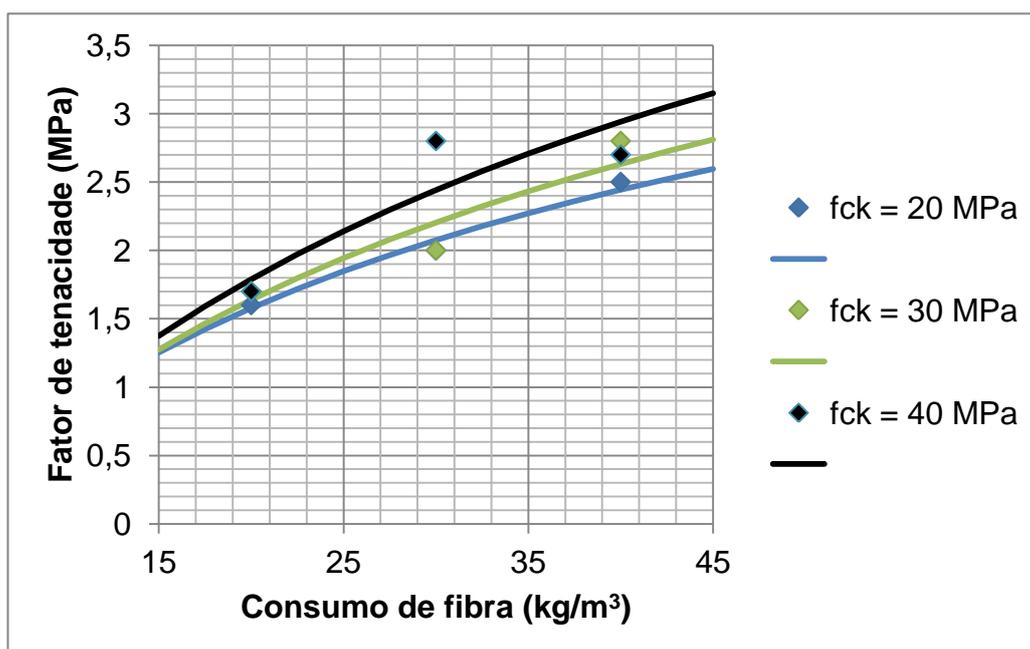


Figura 4.2 – Correlações de dosagem para as diversas famílias de concreto do estudo de Figueiredo, Nunes e Tanesi (2000).

Vale ressaltar ainda que o aumento da tenacidade também ocorreu com o aumento da resistência da matriz. Neste caso específico, pode-se atribuir este comportamento ao aumento da aderência entre fibra e matriz aumentando assim a carga de arrancamento por fibra. Este comportamento é mais freqüente para os casos de fibras de aço do tipo AI com maior resistência mecânica. Um exemplo disso é o resultado obtido por Higa et al. (2007), onde houve um claro aumento da resistência residual pós-fissuração com o aumento da resistência mecânica da matriz. As curvas de dosagem obtidas neste estudo se encontram apresentadas na Figura 4.3. Esta é uma clara contribuição da melhor aderência entre fibra e matriz para a carga de arrancamento da fibra, o que contribui diretamente para a resistência residual pós-fissuração.

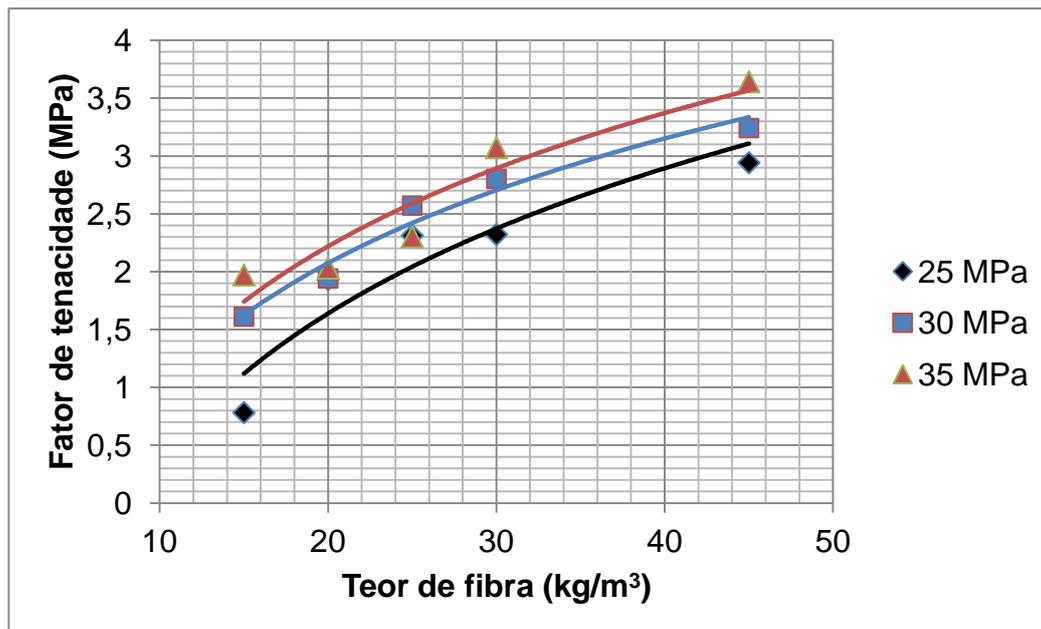


Figura 4.3 – Ábaco de dosagem da fibra de aço estudada por Higa et al. (2007).

4.1.2 Dosagem da matriz

Quando os teores de fibras estão abaixo do volume crítico, situação que ocorre na maioria das aplicações dos concretos reforçados com fibras, é possível utilizar um procedimento de dosagem da matriz que não leve em conta a influência da fibra nas propriedades mecânicas do material. Isto ficou comprovado no item anterior. Isto já foi comprovado experimentalmente por Figueiredo et al. (2006). Além disso, a utilização do abatimento de tronco de cone é também aplicável, apesar de suas limitações, conforme o discutido no item 3.3. Assim, métodos de dosagem tradicionais como o do IPT (HELENE; TERZIAN, 1992) podem ser aplicados. Ou seja, pode-se iniciar o procedimento de dosagem pela determinação do teor de argamassa ideal para garantir a coesão da matriz e também as suas boas condições de acabamento. Nessa determinação é fundamental utilizar um teor de fibras próximo do esperado para o atendimento dos requisitos de desempenho, dado que o uso da fibra acaba por impactar no teor de argamassa ideal. Uma vez isto realizado, pode-se partir para o desdobramento dos traços com diferentes consumos de cimento, de modo a se obter as curvas de dosagem para a matriz, tal como se faz para o concreto convencional.

Um exemplo da determinação da curva de Abrams foi também apresentado no estudo de Figueiredo, Nunes e Tanesi (2000). Neste exemplo, mudou-se apenas a fibra utilizada, sendo que as demais matérias-primas permaneceram as mesmas. Durante a determinação do teor de argamassa obteve-se um valor de 52%. A fibra desta parte do estudo era mais longa que a descrita no item anterior. Era também uma fibra do tipo All, com 49 mm de comprimento e seção transversal de 1,84 mm por 0,45 mm, o que gerava um fator de forma de 47,7.

Os traços desdobrados se encontram apresentados na Tabela 4.4. Neste caso, utilizou-se o teor de 20 kg/m³ de fibra de aço como teor inicial. Os requisitos estabelecidos para a dosagem foram um fator de tenacidade de 3 MPa para o critério JSCE SF4 (1984) e 3,3 MPa de resistência residual com 1 mm de deslocamento pelo critério EFNARC (1996). Os resultados de resistência e tenacidade obtidos para estes traços se encontram apresentados na Tabela 4.5. A curva de Abrams resultante se encontra apresentada na Figura 4.4. As curvas médias de tenacidade para os três traços se encontram apresentadas na Figura 4.5.

Tabela 4.4 – Características dos concretos utilizados no estudo de dosagem de Figueiredo, Nunes e Tanesi (2000).

	Traço 1:a:b:a/c*	Relação água/materiais secos (%)	Consumo de cimento (kg/m ³)	Consumo de fibra (kg/m ³)
Pobre	1:2,47:3,25:0,63	9,4	322	20
Médio	1:1,78:2,57:0,50	9,4	407	20
Rico	1:1,27:2,09:0,41	9,4	501	20

*proporções:

a = agregado miúdo,

b = agregado graúdo

a/c = relação água/cimento

Tabela 4.5 – resultados de resistência e tenacidade obtidos no estudo de dosagem de Figueiredo, Nunes e Tanesi (2000).

Traço	Resistência à compressão (MPa)	Fator de tenacidade (MPa)	Coefficiente de variação da tenacidade (%)
Pobre	25,3±1,3	2,3±0,3	7.7
Médio	32,7±1,8	2,0±0,8	2.5
Rico	45,9±0,2	2,1±0,3	7.0

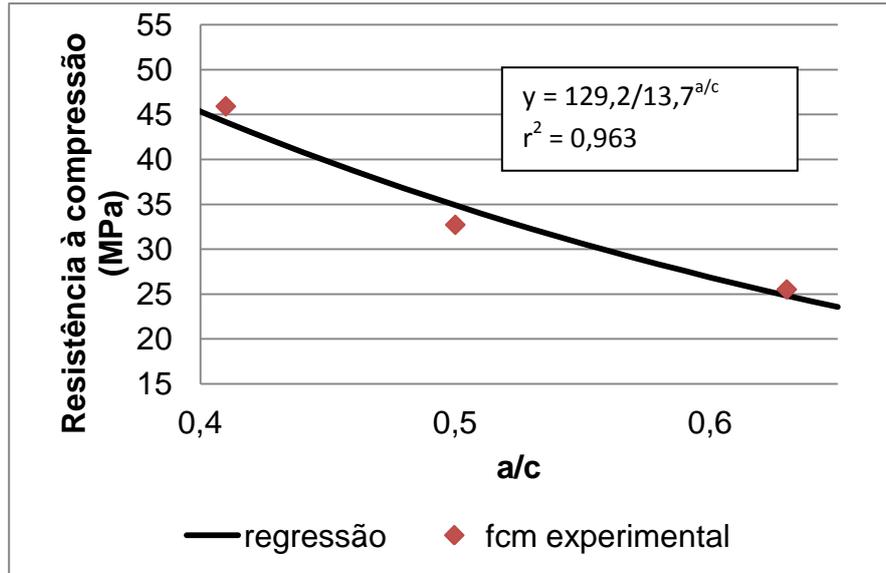


Figura 4.4 – Curva de Abrams obtida para o exemplo de dosagem dos concretos com fibras obtida por Figueiredo, Nunes e Tanesi (2000).

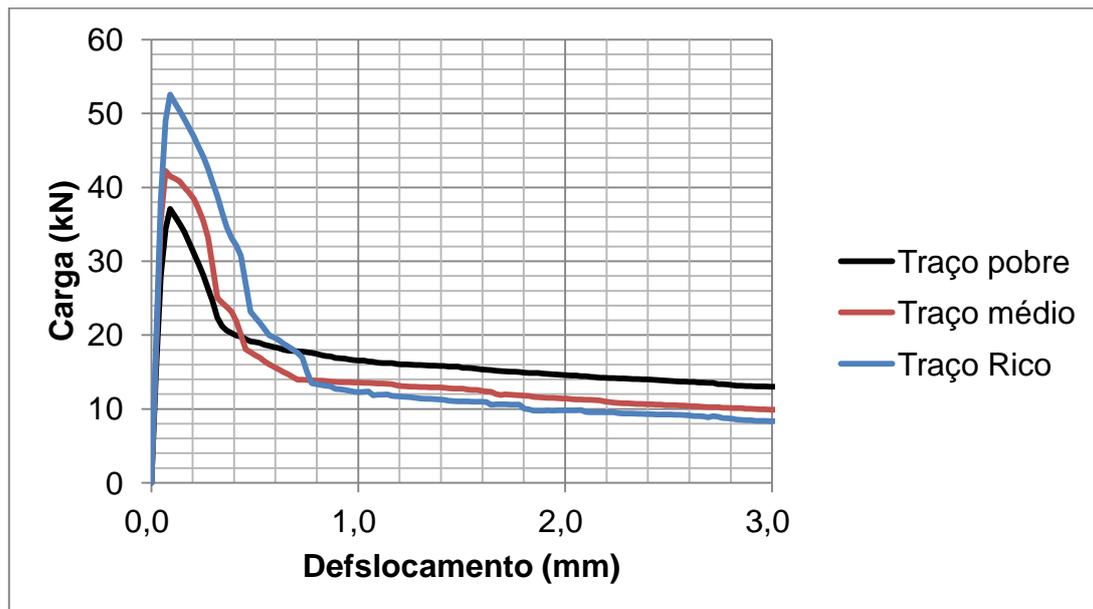


Figura 4.5 – Curvas médias de tenacidade obtidas para a fibra estudada no exemplo de dosagem de Figueiredo, Nunes e Tanesi (2000).

Usando o diagrama apresentado na Figura 4.4 é possível determinar a relação água/cimento necessária para atender a exigência de resistência de dosagem. Se esta for, por exemplo, de 35 MPa, obtém-se como relação água/cimento o valor de 0,5. Seguindo-se os procedimentos de definição dos traços regulares (HELENE; TERZIAN, 1992) seria obtido então um traço 1:1,78:2,57:0,50. Como não foi possível atender a tenacidade com o teor de 20 kg/m³, fez-se então necessária a realização de novas moldagens, variando-se

o teor de fibras. Assim, obteve-se uma curva de dosagem para a fibra, correlacionando o seu consumo com os parâmetros de medida da resistência residual pós-fissuração. Aliás, analisando-se as curvas apresentadas na Figura 4.5, é possível observar a nítida influência da matriz no comportamento do material. O módulo de ruptura, correlacionado com a resistência de pico, foi tão maior quanto mais resistente foi a matriz. Uma vez rompida a matriz, a resistência residual não aumentou. Pelo contrário, a matriz de maior resistência acabou por apresentar uma maior instabilidade pós-pico e um nível de resistência residual menor. A diferença de desempenho não é evidenciada através do fator de tenacidade, como se pode observar pelos resultados apresentados na Tabela 4.5. Isto porque há uma compensação de áreas, ou seja, maior a carga de pico e sua área de instabilidade compensam a menor área sob a curva de carga por deslocamento com níveis maiores de deformação.

4.1.3 Dosagem da fibra

Utilizando-se o traço obtido no item anterior, foram moldadas outras três famílias de corpos-de-prova com a mesma matriz, mas com consumos de 30 kg/m³, 40 kg/m³ e 50 kg/m³. Os resultados estão apresentados na Figura 4.6 em termos de curvas médias. Observa-se nitidamente que há um ganho de capacidade resistente residual com o aumento do teor de fibra para todos os níveis de deslocamento. Os resultados obtidos para a determinação da tenacidade se encontram apresentados na Tabela 4.6. As correlações com o consumo de fibra estão apresentadas nas Figuras 4.7 e 4.8, para o fator de tenacidade e resistência residual, respectivamente. Os valores das constantes e dos coeficientes de correlação estão apresentados na Tabela 4.7.

Finalizando o exemplo, pode-se usar o gráfico da Figura 4.7 para estabelecer qual é o teor de fibra necessário para atender ao requisito de 3 MPa para o fator de tenacidade. Com isto chega-se ao valor de 34 kg/m³. Caso seja utilizada a curva de dosagem apresentada na Figura 4.8, o consumo de fibra seria então 40 kg/m³ para atender ao requisito de 3,3 MPa para uma resistência residual a 1 mm de deslocamento.

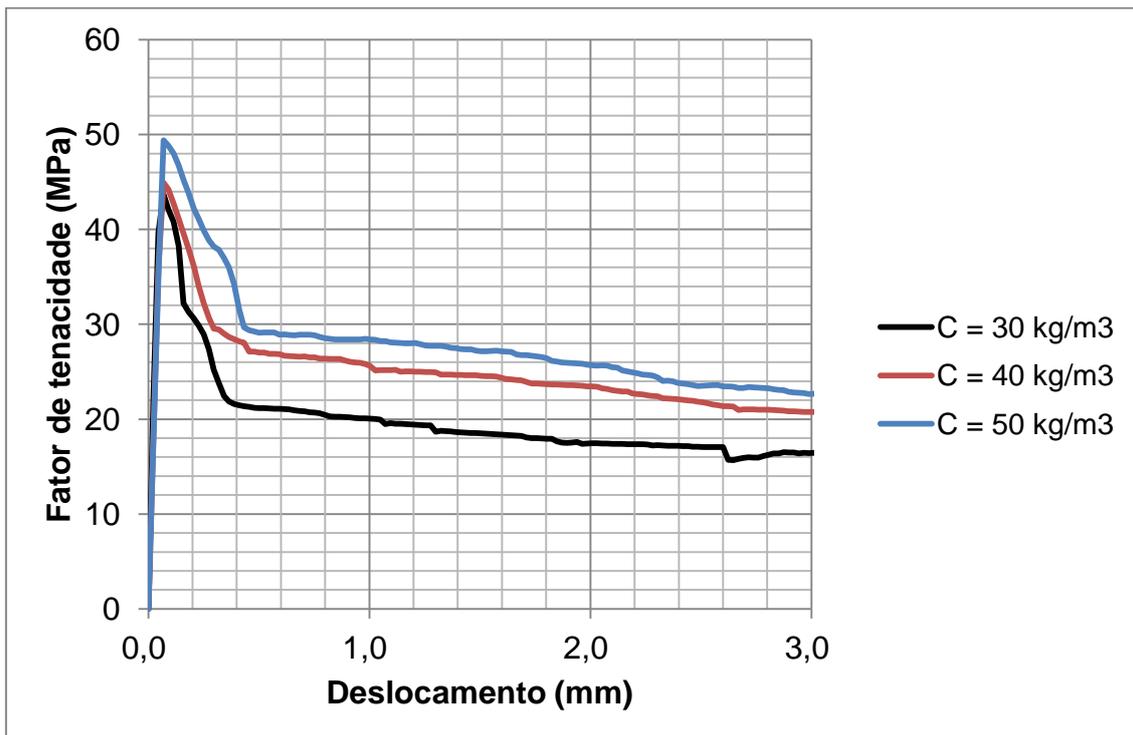


Figura 4.6 – Curvas de carga por deslocamento obtidas variando-se o consumo de fibras para uma matriz de resistência de dosagem de 30 MPa (adaptado de Figueiredo, Nunes e Tanesi, 2000).

Tabela 4.6 – Resultados de tenacidade obtidos para o estabelecimento do diagrama de dosagem das fibras (Figueiredo; Nunes; Tanesi, 2000).

Consumo de fibra (kg/m ³)	Fator de tenacidade JSCE-SF4 (MPa)	Resistência residual EFNARC (MPa) Nível de deslocamento			
		0,5 mm	1 mm	2 mm	3 mm
30	2,7±0,5	2,82	2,67	2,33	2,19
40	3,4±0,7	3,60	3,41	3,13	2,77
50	3,7±0,8	3,88	3,79	3,42	3,02

Tabela 4.7 – constantes e coeficientes de correlação obtidos para as curvas de dosagem dos concretos estudados (Figueiredo; Nunes; Tanesi, 2000).

Parâmetros*	Fator de tenacidade JSCE-SF4 (MPa)	Resistência residual EFNARC (MPa) Nível de deslocamento			
		0,5 mm	1 mm	2 mm	3 mm
A	11,3	12,1	13,0	13,5	9,4
B	11,73	12,2	15,3	20,4	12,3
r ²	0,977	0,965	0,986	0,963	0,977

*Baseados na equação (22)

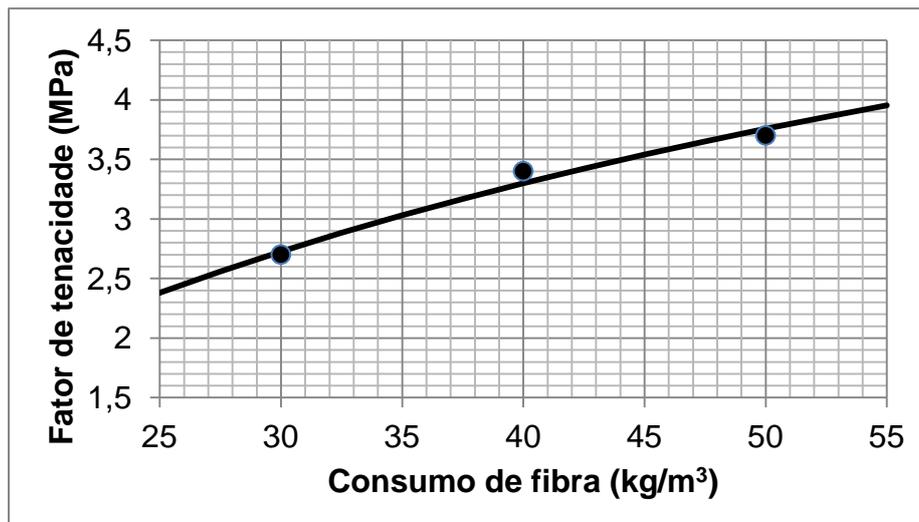


Figura 4.7 – diagrama de dosagem correlacionando o fator de tenacidade (JSCE-SF4, 1984) com o consumo de fibras (adaptado de Figueiredo, Nunes e Tanesi, 2000).

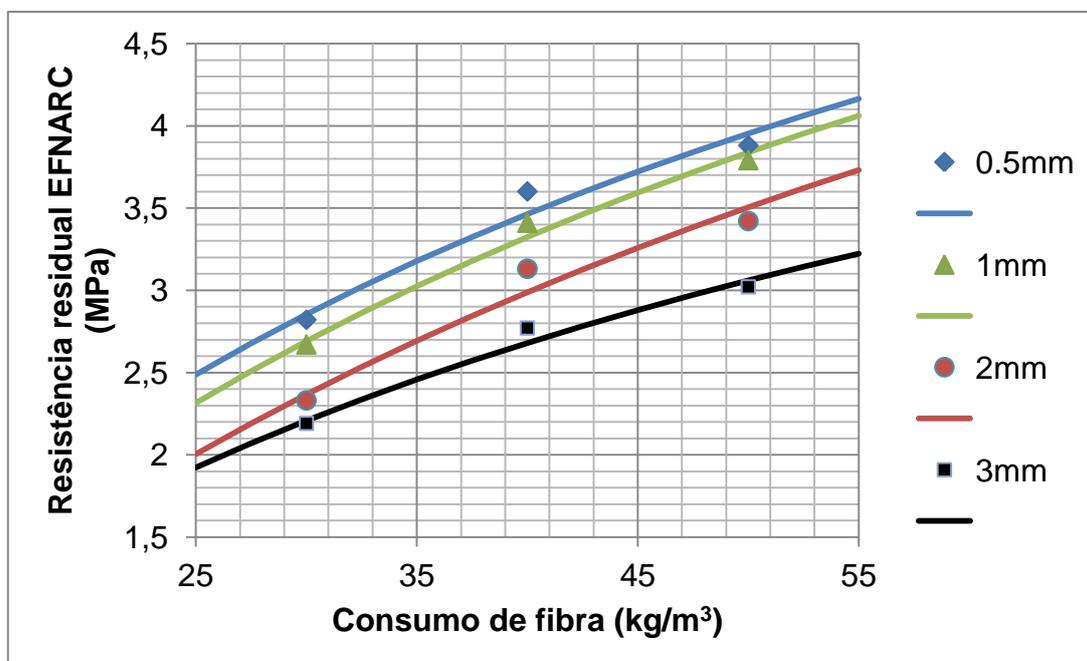


Figura 4.8 – diagramas de dosagem correlacionando a resistência residual em vários níveis de deslocamento (EFNARC, 1996) com o consumo de fibras (adaptado de Figueiredo, Nunes e Tanesi, 2000).

A correlação entre o tenacidade e o consumo de fibras, feita utilizando o modelo exponencial da equação (22), mostrou-se uma ferramenta eficaz para o estabelecimento de um procedimento de dosagem experimental abordando o concreto plástico reforçado com fibras. Poderá haver, naturalmente, algumas alterações no procedimento básico de dosagem, já que não existe a possibilidade de estabelecer métodos de dosagem definitivos para concretos. No entanto, algumas leis são fundamentais. Assim como a lei de Abrams não

pode ser ignorada, qualquer que seja o método de dosagem utilizado para a matriz de concreto, o ganho não proporcional de tenacidade representado pelo modelo exponencial também não pode ser ignorado. Este ganho não proporcional também já foi comprovado como eficiente para outros tipos de concreto como discutido a seguir.

4.2 Concreto projetado

Talvez a maior dificuldade do concreto projetado não seja o procedimento de dosagem da fibra em si, mas a disponibilidade reduzida de metodologias de dosagem para a própria matriz (PRUDÊNCIO Jr. 1993; FIGUEIREDO, 1997). Esta carência ocorre no concreto projetado devido ao fato de haver a necessidade de controlar o processo de projeção (FIGUEIREDO, 1992) simultaneamente ao processo de dosagem. Assim, para se realizar um procedimento de dosagem deve-se contar com todo o equipamento e pessoal disponível para a realização de moldagem de placas para a obtenção de corpos-de-prova confiáveis. Isto ocorre pelo fato de não haver correlação entre corpos-de-prova moldados e aqueles extraídos das placas de projeção (BANTHIA; TROTTIER; BEAUPRÉ, 1994).

Da mesma forma que ocorre para o concreto plástico, as condições de trabalhabilidade têm que ser garantidas como constantes durante o processo de projeção, para que o procedimento de dosagem seja coerente com as condições de aplicação. Como já foi mencionado anteriormente, a trabalhabilidade do concreto projetado é normalmente controlada pela medida de consistência através da agulha de Proctor (ABNT NBR 14278, 1999), o que guarda claras limitações no sentido de se abarcar a contribuição da fibra nesta avaliação. No entanto, da mesma forma que ocorre para o concreto plástico e o abatimento de tronco de cone, a utilização da medida de consistência via agulha de Proctor é fundamental para garantir boas condições de dosagem evitando a interferência da fibra nas características da matriz (FIGUEIREDO, 1999b). Assim, o procedimento de dosagem dos concretos projetados reforçados com fibras passa, obrigatoriamente, pela moldagem de placas com consistência uniforme.

4.2.1 Correlação da tenacidade com o teor de fibras

Da mesma forma como ocorre com o concreto plástico (item 4.1.1), é fundamental que se possa correlacionar a tenacidade com o teor de fibras e as características da matriz de concreto projetado. Assim, como ocorre para o concreto convencional, o concreto projetado apresenta o mesmo padrão de correlação da tenacidade e o teor de fibras. Isto vale tanto para o concreto projetado via seca, como para o via úmida. No estudo desenvolvido utilizando as fibras representadas na Tabela 2.7 (FIGUEIREDO, 1997) foi possível correlacionar o teor de fibras com a tenacidade medida em concreto projetado via seca (Figura 4.9) e via úmida (Figura 4.10). A correlação feita para a via seca utilizou um critério distinto para a medida da tenacidade. Esta medida é feita na mesma curva de carga por deslocamento, mas com um diferente procedimento de avaliação do trabalho pós-fissuração. O critério é o proposto pela antiga norma ASTM C1018 (1997), chamado índice de tenacidade. Consiste na divisão da energia associada à tenacidade pela energia resiliente, ou seja, absorvida pelo material até a carga de pico (Figura 4.11). A medida do índice de tenacidade I_{10} ocorre até um valor de deslocamento equivalente a 5,5 vezes o deslocamento da carga de pico. Com isto, se o material possuir um comportamento elasto-plástico perfeito, produzirá um índice I_{10} igual a 10. Valores abaixo de 10 significam um comportamento do tipo *strain-softening* e, acima deste valor, *strain-hardening*. Por outro lado, se o concreto não possuir reforço qualquer o seu índice de tenacidade apresentará um valor unitário. Por esta razão, houve uma proposição distinta para a equação de regressão deste índice (FIGUEIREDO, 1997):

$$\frac{IT}{CF} = A + B \cdot CF \quad (23)$$

Onde,

IT = Índice de tenacidade determinado segundo a recomendação ASTM C1018.

A e B = Constantes e

CF = Consumo de fibra (kg/m^3)

Na Tabela 4.8 se encontram apresentados os valores das constantes e dos coeficientes de regressão obtidos para as regressões apresentadas na Figura 4.9 enquanto na Tabela 4.9, estão apresentados os valores obtidos para as regressões da Figura 4.10. Nota-se, pelos elevados valores dos valores de r^2 que o modelo exponencial explica bem o comportamento médio pós-fissuração do concreto projetado, da mesma maneira como ocorre para o concreto convencional. Este modelo também tem a capacidade de representar bem certas alterações de comportamento, como o ganho expressivo de tenacidade representado pelo I_{10} para a fibra F1 (Figura 4.9). Esta distorção ocorreu pelo fato deste índice ser particularmente susceptível ao efeito da instabilidade pós-pico. Como este índice é medido até um deslocamento de 5,5 vezes o deslocamento da primeira fissura, que ocorre por volta de 0,04 mm, a extensão de deslocamento abrangida na análise não ultrapassa 0,25 mm, para um prisma de 100 mm de altura. Isto corresponde à metade da extensão de deslocamento normalmente afetada pela instabilidade pós-pico. Percebe-se nitidamente que esta influência é tão maior quanto menor for o teor de fibras e, logo, maior o nível de instabilidade, dado que é uma fibra de menor resistência (item 2.3.3),

Assim, mesmo que haja alterações no critério de medida da tenacidade, é possível afirmar que o comportamento básico do material está bem representado pelo modelo exponencial, que traduz o ganho não linear de resistência pós-fissuração com o aumento do teor de fibras. Desta forma, pode-se utilizar um procedimento de dosagem da matriz de concreto em conjunto com a variação do teor de fibras de modo a se obter o consumo ótimo. No caso do concreto projetado, isto pode ser realizado com o próprio ensaio de punção de placas, conforme apresentado no próximo item.

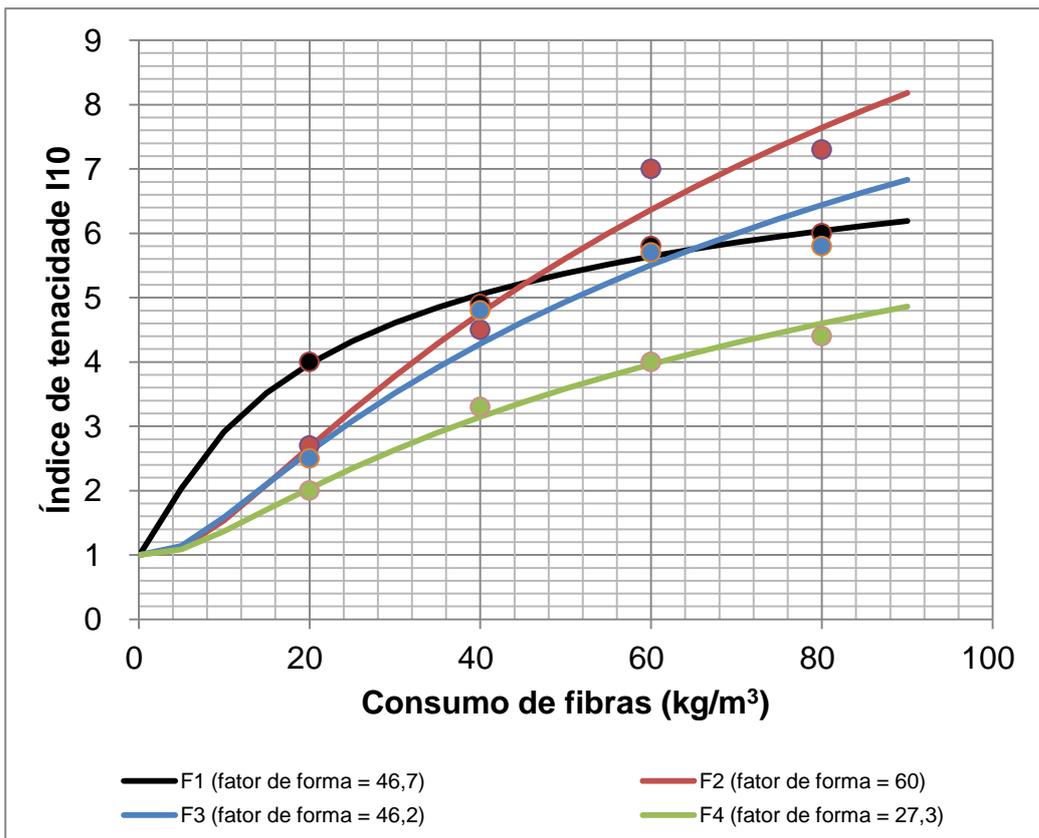


Figura 4.9 – Diagrama de dosagem para as fibras correlacionando o índice de tenacidade I_{10} (ASTM C1018, 1997) com o consumo de fibras para o concreto projetado via seca (Figueiredo, 1997).

Tabela 4.8 – Resultados obtidos para as correlações para os índices de tenacidade da ASTM C1018 para o concreto projetado via seca (Figueiredo, 1997).

Fibra	Constante A	Constante B	r^2
F1	8,5	4,5	0,984
F2	26,3	48,8	0,982
F3	18,4	31,4	0,952
F4	12,5	33,9	0,990

Tabela 4.9 – Resultados obtidos para as correlações entre o consumo de fibra e os fatores de tenacidade da JSCE-SF4 para o concreto projetado via úmida (Figueiredo, 1997).

Fibra	Constante A	Constante B	r^2
F1	14,55	32,71	0,990
F3	7,77	9,55	0,990
F4	10,36	35,72	0,969

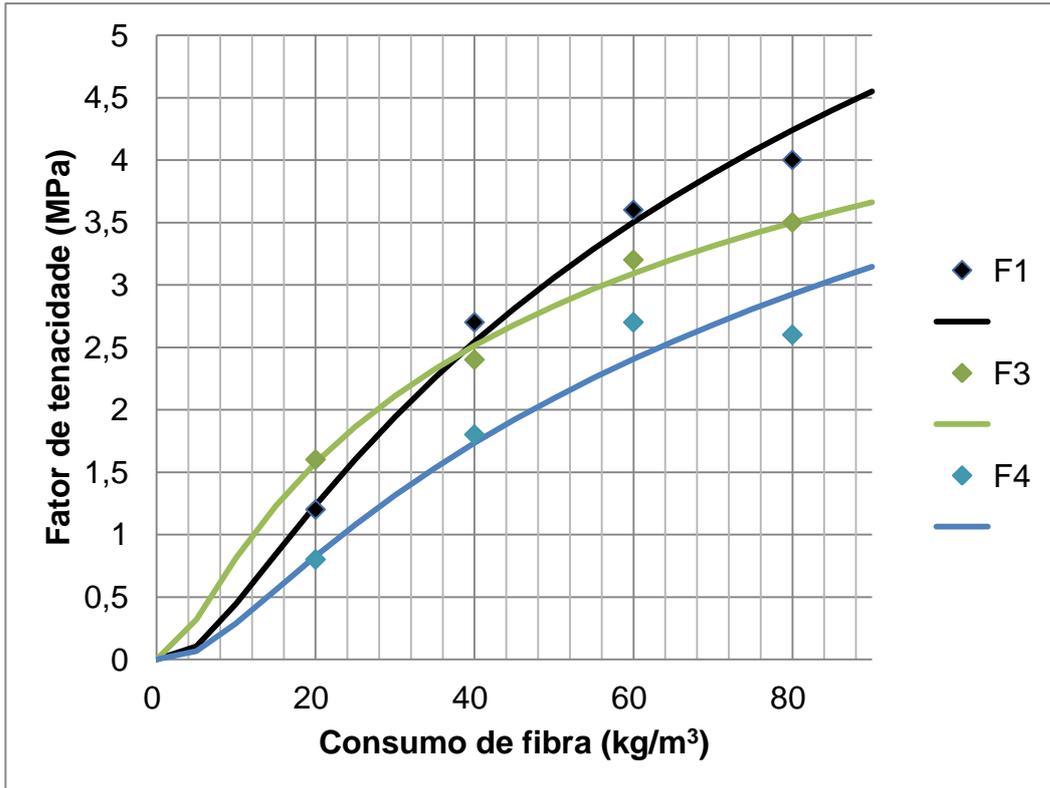


Figura 4.10 – Diagrama de dosagem para as fibras correlacionando o fator de tenacidade FT (JSCE SF4, 1984) com o consumo de fibras para o concreto projetado via úmida (Figueiredo, 1997).

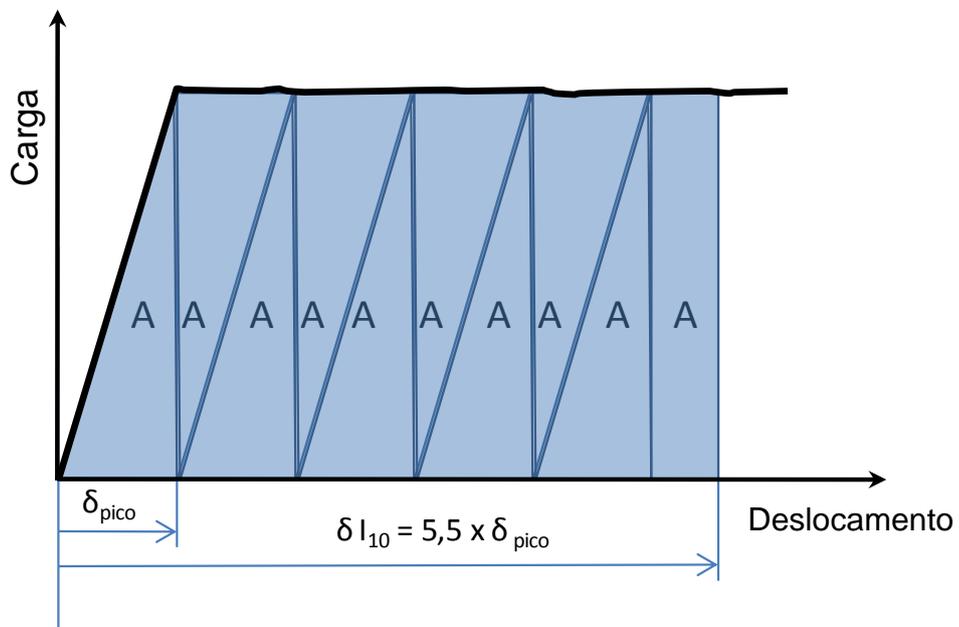


Figura 4.11 – Modelo esquemático de representação do índice de tenacidade I_{10} (ASTM C1018, 1997).

4.2.2 Dosagem da fibra

Da mesma forma como ocorre com o concreto plástico (item 4.1.2), é possível realizar um estudo experimental com o objetivo de obter o teor de fibras que atende os requisitos de desempenho especificados para o concreto projetado reforçado com fibras de aço. No estudo experimental apresentado neste item (FIGUEIREDO, 2005c) será apresentado o procedimento realizado em campo, durante a execução da Estação Santos-Imigrantes do Metrô de São Paulo.

A fibra de aço utilizada foi a fibra F3 da Tabela 2.7. No estudo experimental de dosagem, adotou-se o procedimento de moldagem de placas (ABNT NBR 13070, 1994), conforme o proposto por Figueiredo (1997). Os ensaios foram realizados em três idades: 7, 28 e 400 dias após a moldagem das placas. Utilizou-se também de três teores diferentes de fibras em termos de consumo por metro cúbico: 20kg/m^3 , 30kg/m^3 e 45kg/m^3 . Todos os resultados aqui apresentados foram obtidos com corpos-de-prova obtidos a partir dos testemunhos extraídos das placas (ABNT NBR 7680, 2007) ou, no caso da absorção de energia, através da punção de uma placa padrão (EFNARC, 1996).

Para cada idade de ensaio, foi determinada a resistência á compressão e a absorção de energia no ensaio de punção de placas. Em paralelo, procurou-se avaliar as condições de trabalhabilidade do CPFA aqui definidas como a capacidade que o material apresenta de passar por todas as singularidades do equipamento de projeção e ser projetado contra o alvo de projeção e ali se manter, sem apresentar deslocamentos, formando uma camada de revestimento. Assim, é obrigatório para o concreto projetado via úmida apresentar uma consistência mais plástica ou até fluída, normalmente associada a uma exigência de abatimento de tronco de cone mínimo (ABNT NBR NM67, 1998). Por isso, optou-se aqui por fixar esta exigência às condições exigidas pelo equipamento de projeção adotado (via úmida marca Aliva conforme o apresentado na Figura 4.12). Assim, o abatimento adotado para o experimento foi de 150 ± 20 mm (Figura 4.13). As fibras foram adicionadas diretamente na cuba do caminhão betoneira que seria destinado à moldagem de todas as placas a serem utilizadas na caracterização de CPFA

com o mesmo teor de fibras (Figura 4.14), procedendo-se à posterior homogeneização do material. Com isto se procurava garantir a homogeneidade do material em termos de consumo de fibra, mas sujeitou-se o mesmo às variações de propriedades da matriz, pois utilizou-se de diferentes caminhões betoneira para a moldagem de placas com diferentes teores de fibras. Como princípio fundamental procurou-se intervir o mínimo possível nos procedimentos corriqueiros adotados na obra (Linha 2 do Metrô de São Paulo).

As placas foram moldadas em seqüência pelo mesmo mangoteiro e com o mesmo arranjo de equipamento como se pode observar nas Figuras 4.15 e 4.16. Assim, foram produzidas séries de placas (Figura 4.17) com o objetivo de minimizar a variabilidade dos resultados, ao menos quando um mesmo teor de fibras era analisado.



Figura 4.12 – Vista do equipamento utilizado para a moldagem das placas (Figueiredo, 2005c).



Figura 4.13 – Determinação do abatimento de tronco de cone previamente à projeção do concreto (Figueiredo, 2005c).

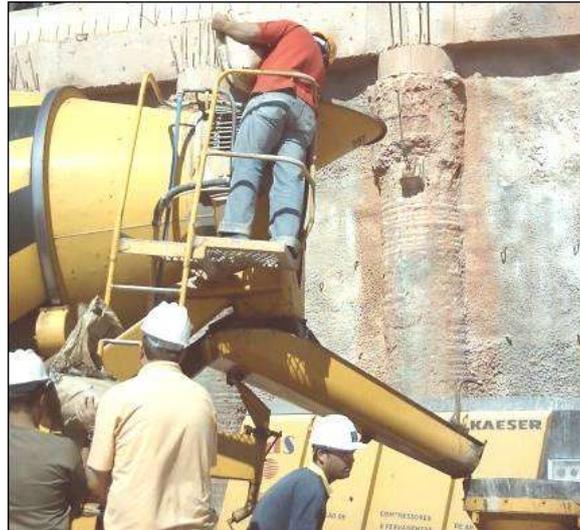


Figura 4.14 – Lançamento das fibras no caminhão betoneira (Figueiredo, 2005c).



Figura 4.15 – Vista geral da moldagem de placas e arranjo do equipamento utilizado (Figueiredo, 2005c).



Figura 4.16 – Detalhe da moldagem de placas (Figueiredo, 2005c).



Figura 4.17 – Série de placas moldadas com um mesmo teor e tipo de fibra (Figueiredo, 2005c).

Após a moldagem das placas, as mesmas tiveram os seus topos nivelados (Figura 4.18) para propiciar melhores condições de extração de testemunhos e também para facilitar a execução do ensaio de punção de placas. Quando o concreto das placas possuía, no mínimo, um dia de idade, houve então a sua remoção para o laboratório onde os ensaios foram então realizados. O problema encontrado foi o número elevado de placas (27 de punção e 3 para extração de cilindros) e de perdas associadas a sua remoção da obra. Estes problemas foram concentrados nas placas de punção devido à suas maiores dimensões e suscetibilidade para o ensaio (item 3.2).



Figura 4.18 – Nivelamento superficial da placa recém projetada (Figueiredo, 2005c).

Os valores obtidos para a resistência à compressão (ABNT NBR 5739, 2007) encontram-se apresentados na Tabela 4.10. Na Tabela 4.11 encontram-se apresentados os resultados de absorção de energia (quantificação da

tenacidade segundo o método proposto pela recomendação europeia EFNARC, 1996).

Tabela 4.10 – Resultados obtidos de resistência à compressão para a caracterização da matriz de concreto projetado via úmida (Figueiredo, 2005c).

Consumo	Corpo-de-prova	Resistência a Compressão (MPa)		
		7 dias	28 dias	400 dias
20 kg/m ³	CP 1	27,7	34,5	40,6
	CP 2	26,3	31,7	38,8
	CP 3	25,0	26,8*	-
	MEDIA	26,3	33,1	39,7
30 kg/m ³	CP 1	40,5	42,9	47,5
	CP 2	41,6	45,7	41,4
	CP 3	38,8	42,7	-
	MEDIA	40,3	43,7	44,5
45 kg/m ³	CP 1	36,5	41,3	47,1
	CP 2	36,8	40,9	42,1
	CP 3	35,4	42,1	-
	MEDIA	36,2	41,4	44,6

*Valor desconsiderado por problemas com o corpo-de-prova.

Tabela 4.11 – Resultados obtidos de absorção de energia com a fibra no ensaio de punção de placas (Figueiredo, 2005c).

Consumo	Corpo-de-prova	Energia (Joules)		
		7 dias	28 dias	400 dias
20 kg/m ³	CP 1	321	268	234
	CP 2	321	313	159
	CP 3	306	233	-
	MEDIA	316	271	197
30 kg/m ³	CP 1	503	349	361
	CP 2	478	241*	-
	CP 3	251*	344	-
	MEDIA	491	347	361
45 kg/m ³	CP 1	832	592	653
	CP 2	566	705	-
	CP 3	742	-	-
	MEDIA	713	648	653

*Valores desconsiderados por problemas com o corpo-de-prova.

Para facilitar a análise dos resultados obtidos com a resistência à compressão foi produzido o gráfico da Figura 4.19, onde é apresentada a evolução de resistência à compressão dos concretos projetados via úmida. Neste gráfico fica clara a tendência natural de elevação de resistência e, também, que são três concretos distintos no que se refere à resistência, especialmente a menores idades. Ou seja, o concreto com 45 kg de fibra por

metro cúbico apresentou valores intermediários de resistência em relação aos concretos produzidos com os outros dois teores de fibra. Isto indica, por um lado, que houve alteração do material da matriz, ou seja, como foram utilizados três diferentes caminhões betoneira para a moldagem das placas com os três diferentes teores de fibras, a variação de resistência para os mesmos foi sensível. Além disso, não se pode atribuir à fibra a variação nesta propriedade de resistência. O que se pode afirmar é que houve variação perceptível na condição de produção da matriz de concreto, ou mesmo, nas condições de moldagem das placas, apesar de todos os cuidados realizados para evitar a influência de variáveis intervenientes.

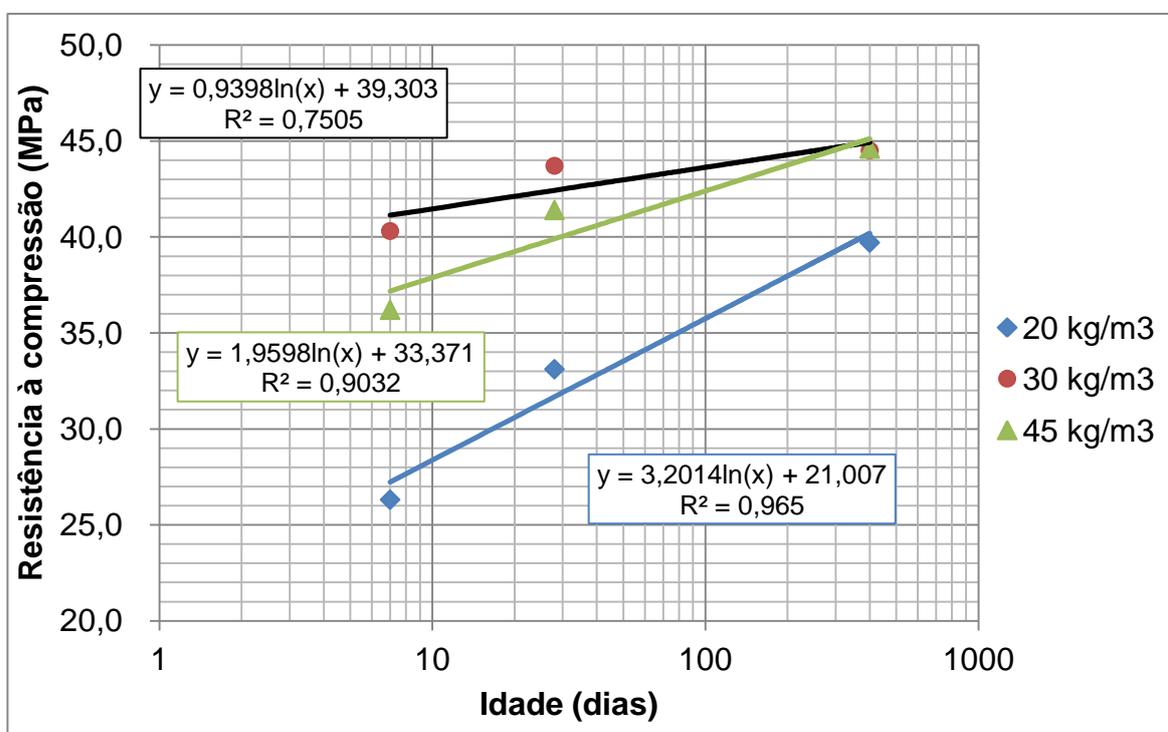


Figura 4.19 – Evolução de resistência à compressão de sete para 28 dias para os diferentes consumos de fibra (adaptado de Figueiredo, 2005c).

Apesar de ser clara a reduzida amostra por variável no ensaio de punção, procurou-se correlacionar a energia absorvida durante a realização do ensaio e o consumo de fibras utilizado. Aplicando-se do método dos mínimos quadrados e a equação (24) para correlacionar a energia absorvida e o consumo de fibra foi possível obter os resultados apresentados na Tabela 4.12 e Figura 4.20.

(24)

Onde,

EA = Energia absorvida no ensaio de punção de placas segundo o método EFNARC (1996) (Joules).

A e B = Constantes e

CF = Consumo de fibra kg/m^3 .

Tabela 4.12 – Resultados obtidos com a regressão linear pelo método dos mínimos quadrados correlacionando a energia absorvida no ensaio de punção de placas (EFNARC, 1996) e o consumo de fibra utilizando a equação 24.

Idade do concreto	Constante A	Constante B	Coefficiente de correlação r^2
7 dias	3619,095	31,56458	0,9999
28 dias	3293,821	37,70509	0,8228
400 dias	7022,633	160,7681	0,9974

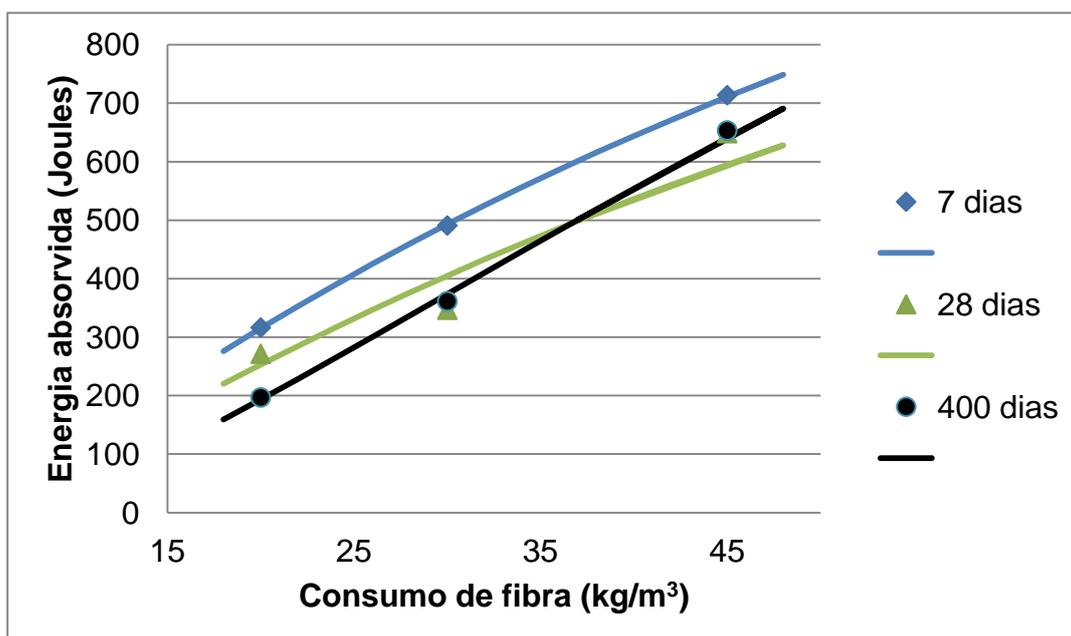


Figura 4.20 – Gráfico de dosagem correlacionando a energia absorvida e o consumo da fibra (adaptado de Figueiredo, 2005c).

Através da análise dos resultados de correlação entre a energia absorvida e o teor de fibra, nota-se que a aderência da curva obtida foi excelente para os sete e 400 dias de idade e boa para os 28 dias, mostrando que o modelo proposto representa muito bem o fenômeno e pode ser utilizado como referência para a dosagem. Fica clara uma distorção para os 28 dias, em

função de resultados médios de energia muito baixos para o consumo de 30 kg/m³. Apesar disso, julga-se possível utilizar este ensaio para a dosagem, especialmente se houver um número maior de corpos-de-prova e um maior cuidado em seu transporte, dada a elevada susceptibilidade deste ensaio que já possui grande variabilidade intrínseca. Assim, se for considerado um nível mínimo de 500 Joules de absorção de energia referente à classe A (Tabela 3.2), tomando-se as equações obtidas por regressão como referência, tem-se como teor de fibra necessário para atendimento do requisito 30 kg/m³, aos sete dias de idade e 37 kg/m³ para as idades de 28 dias e 400 dias. Se a exigência fosse 700 Joules (Classe B) então os consumos de fibra seriam 44 kg/m³, para a idade de sete dias e não se atenderia para maiores idades.

O aumento no teor de fibras requerido para o atendimento do requisito de energia absorvida no ensaio de punção de placas com a idade é explicado pela tendência de fragilização. Esta fragilização ocorre porque o concreto projetado apresenta um aumento da resistência da matriz, o que gera ruptura das fibras quando utilizadas em baixos teores de fibras (item 2.3.4). Se o consumo de fibras for maior pode haver o comportamento contrário, de aumento da tenacidade com o aumento da resistência da matriz, o que não foi o caso deste trabalho experimental. Para o caso específico do concreto projetado aplicado ao revestimento de túneis, isto tem uma particular importância, conforme o discutido no próximo capítulo.

É importante ressaltar o fato que o comportamento do concreto projetado pode ser então parametrizado por curvas de dosagem onde se pode determinar um teor ótimo para o atendimento dos requisitos de desempenho especificados. A forma de medida da tenacidade não afeta esta possibilidade. Como aqui demonstrado, é possível a utilização de correlações entre a energia absorvida em placas com o teor de fibra. No entanto, no estudo experimental de Figueiredo e Helene (1996c) foi demonstrada também a possibilidade de correlacionar a tenacidade medida em prismas com o teor de fibras, como se pode observar nos gráficos da Figura 4.21. Estes resultados foram obtidos de placas moldadas durante a execução do revestimento secundário do Túnel Airton Senna utilizando um equipamento de projeção Aliva DUPLO 285 (FIGUEIREDO; HELENE, 1996c), com braço mecânico. As fibras utilizadas foram as mesmas descritas na Tabela 2.7. Para as correlações foi utilizada a

mesma equação (22) dos estudos anteriores e os resultados obtidos pelo método dos mínimos quadrados se encontram apresentados na Tabela 4.13.

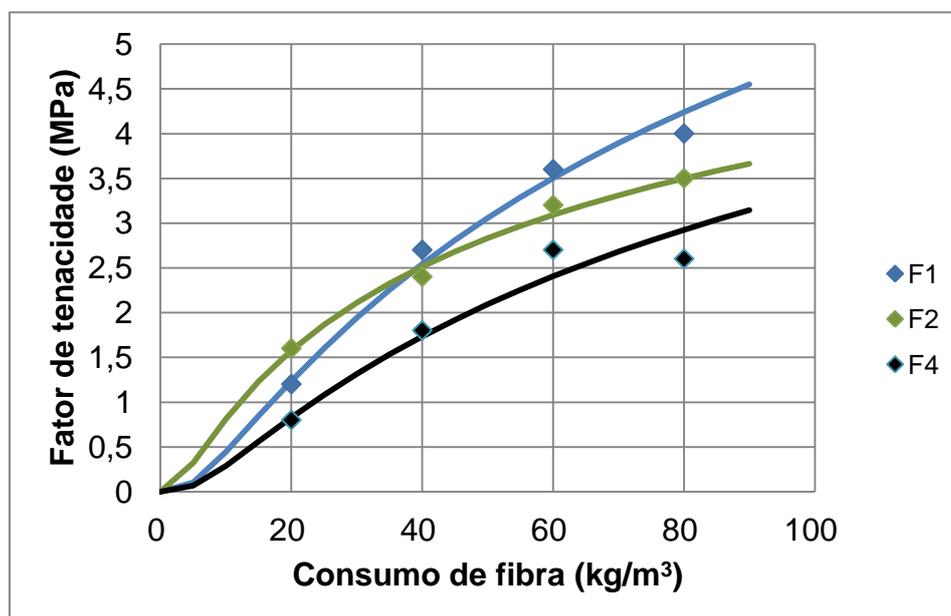


Figura 4.21 – Correlações obtidas entre o fator de tenacidade JSCE-SF4 (1984) e o consumo de fibras de aço para o concreto projetado via úmida (adaptado de Figueiredo e Helene, 1996c).

Tabela 4.13 – Resultados obtidos com a regressão linear pelo método dos mínimos quadrados correlacionando o fator de tenacidade JSCE SF4 (1984) e o consumo de fibras utilizando a equação 22 (Figueiredo e Helene, 1996c).

Fibra	Constante A	Constante B	Coefficiente de correlação r^2
F1	14,55	32,71	0,990
F2	7,77	9,55	0,990
F4	10,36	35,72	0,969

Apesar dos bons resultados em termos de coeficiente de correlação, observa-se que, no caso deste estudo experimental, a fibra de maior fator de forma F2 só apresenta melhor desempenho para os menores teores. Isto ocorre em função de um prejuízo proporcionado por esta fibra à matriz das placas moldadas com os maiores teores. Isto pode ser observado pelos resultados apresentados na Tabela 4.14, onde fica claro que apenas os maiores teores da fibra F2 apresentaram resistência abaixo dos 20 MPa. Como é uma fibra de alto fator de forma, houve uma grande perda de fluidez após a sua mistura no caminhão betoneira, cuja correção com a utilização de um aditivo plastificante para recompor o abatimento não foi suficiente. Com esta

perda de fluidez houve uma perda de velocidade de projeção, o que gerou menor energia de compactação e maior teor de aditivos aceleradores (o equipamento não possuía ajuste automático da bomba de aditivo). Isto prejudicou muito a qualidade da matriz e, por conseguinte, a tenacidade do material, dado que é uma fibra de alta resistência (item 2.3.3).

Tabela 4.14 – Resultados obtidos para a resistência à compressão dos concretos utilizados no estudo experimental de Figueiredo e Helene (1996c).

Consumo de fibra (kg/m ³)	Fibra		
	F1	F2	F4
20	28,2	33,0	27,2
40	31,4	24,9	28,3
60	37,1	18,4	29,7
80	35,9	18,6	29,1

Este fato comprova que há a necessidade de desenvolvimento de metodologia de avaliação reológica do material para melhor parametrização da trabalhabilidade do concreto projetado via úmida com fibras. O abatimento de tronco de cone não é adequado pelo fato de que as taxas de cisalhamento impostas ao material durante o processo de projeção são muito mais elevadas do que aquelas associadas à execução do ensaio de abatimento de tronco de cone. Ou seja, não há como realizar um bom estudo de dosagem sem a garantia de uniformidade nas condições de trabalhabilidade.

Um importante aspecto a ser destacado é a maior complexidade do processo de dosagem dos concretos cujas propriedades são fortemente afetadas pelo processo de produção. Este é o caso do concreto projetado, cujas propriedades mecânicas são fortemente afetadas pelo processo de projeção (FIGUEIREDO, 1992). O mesmo ocorre para o caso dos tubos de concreto, cujo nível de compacidade depende da energia de compactação conferida pelo equipamento (Capítulo 6). Assim, os procedimentos de dosagem destes concretos acabam demandando hoje a implantação de todo o sistema de produção para produzir os concretos que serão utilizados no referido estudo. Esta complexidade não ocorre para os concretos plásticos que podem ser mais facilmente reproduzidos em laboratório. Esta é mais uma razão para se investir em pesquisas que abordem a análise reológica destes concretos.

5 Concreto de revestimento de túneis

A utilização de concretos reforçados com algum tipo de fibra em túneis é algo consolidado no exterior e cada vez mais freqüente no Brasil. Em algumas aplicações específicas, como em barragens, o revestimento de túneis de desvio e adução com concreto projetado é feito com a utilização de fibras de aço freqüentemente, podendo-se dizer que a maioria, se não a totalidade das obras deste tipo utilizam esta tecnologia. Esta condição ocorreu a partir dos trabalhos do projeto de pesquisa EPUSP/CBPO-01 “Concreto projetado para túneis” (SILVA; PRUDÊNCIO; FIGUEIREDO, 1990; FIGUEIREDO, 1991), o qual foi seguido do projeto EPUSP/CBPO/HAREX-01 “Estudo de aplicação e dosagem do concreto projetado com fibras de aço para túneis” (FIGUEIREDO, HELENE, AGOPYAN, 1995) que foi desenvolvido na Escola Politécnica no período de 1989 a 1996. Este último projeto de pesquisa deu o suporte necessário para o desenvolvimento da tese do autor (FIGUEIREDO, 1997). Como conseqüência direta, houve o esforço das empresas envolvidas em dar início às aplicações práticas da tecnologia, o que de fato ocorreu na construção da Barragem de Itá, no Estado de Santa Catarina. Com isto, foi possível o início da implantação desta tecnologia em obras correntes brasileiras. Naturalmente, esta implantação só foi possível devido ao fato do concreto projetado reforçado com fibras possuir uma série de vantagens para estas condições específicas de aplicação. No entanto, ainda podem ser apontados vários claros tecnológicos que precisam ser enfrentados, não só para otimização do uso dos fibro-concretos em túneis, como também para a ratificação desta aplicação como uma técnica plenamente fiável do ponto de vista da engenharia. Esta ratificação não advém por dúvidas quanto à viabilidade da tecnologia, mas da falta de embasamento técnico de especificadores e aplicadores, que não utilizam fundamentos já bem estabelecidos para esta técnica. O objetivo deste capítulo é justamente a discussão deste cenário, especialmente no que se refere aos resultados de pesquisa já consolidados que ainda não foram transferidos de maneira satisfatória para a indústria da construção civil deste setor específico.

5.1 Concreto com fibras para anéis segmentados

A quantidade de túneis que vêm sendo construídos com tuneladora, pelo denominado método TBM de execução de túneis vem aumentando progressivamente nos últimos anos. Esta tendência vem pouco a pouco chegando ao cenário das obras brasileiras como prova a construção da Linha 4 Amarela do Metrô de São Paulo, finalizada recentemente, e a obra do Gasoduto Caragatatuba-Taubaté, hoje em construção. Acredita-se que haverá um incremento desta tendência nos próximos anos dada a grande necessidade de obras de infra-estrutura que o país apresenta. Este sistema construtivo mecanizado possibilita uma grande velocidade de execução das obras que, facilmente, ultrapassam os 10 m lineares construídos por dia. Com isto, há uma grande demanda de produtividade de anéis segmentados que possa suprir as necessidades de produção da frente de escavação. Isto ocorre de maneira cada vez mais intensa devido ao desenvolvimento tecnológico que vem sendo aportado às máquinas de escavação. Neste sentido, a utilização das fibras como reforço destes anéis segmentados acaba apresentando uma grande vantagem: a facilitação das condições de produção.

Numa condição de produção convencional, os anéis segmentados são produzidos numa fábrica de pré-moldados num sistema de ciclo fechado. Neste ciclo, há um conjunto de fôrmas desenhadas para formar o conjunto de segmentos que compõem cada anel. Estas fôrmas são montadas em série numa linha contínua de produção, como a exibida na Figura 5.1. Como em qualquer fábrica de pré-moldados de concreto, para se garantir a moldagem adequada da série contínua de segmentos é necessária a instalação de uma pequena usina de concreto.

Quando a opção de reforço adotada para o concreto é o uso da fibra e o volume de material é grande, é recomendável o uso de alimentadores contínuos como o apresentado na Figura 5.2. Este alimentador supre o misturador de fibras como se fosse agregado, através de uma esteira, o que gera uma grande simplicidade e velocidade de produção do composto. Se, por outro lado, for utilizado um sistema convencional, será necessário montar todo um pátio de montagem das armaduras. Além de toda a mão-de-obra e equipamento necessário, este pátio de montagem de armaduras gera uma

necessidade de área muito grande para a fábrica de pré-moldados. Tudo isto acaba por complicar o processo de produção dos segmentos, especialmente se a fábrica de pré-moldados for instalada num grande centro como a cidade de São Paulo, tão carente de obras do gênero.



Figura 5.1 – Linha de montagem das fôrmas metálicas destinadas à produção dos anéis segmentados da obra da Linha 4 Amarela do Metrô de São Paulo (Faria, 2008a).



Figura 5.2 – Sistema de alimentação contínua de fibras para o misturador que produzirá o concreto destinado à moldagem dos anéis segmentados da obra da Linha 4 Amarela do Metrô de São Paulo (Faria, 2008b).

Outra grande vantagem do uso de fibra é a redução do risco de quebras de bordas dos segmentos, como o problema ilustrado na Figura 5.3. Estes danos são mais freqüentes no sistema de reforço convencional devido ao fato

do cobrimento da armadura ser uma área de comportamento tipicamente frágil, sem reforço, e particularmente sujeita a impactos durante o transporte e manuseio das peças. Além disso, a combinação do cobrimento mínimo exigido (como instrumento de garantia da vida útil da peça) em conjunto com os esforços de cravação não ortogonais à face do segmento é a principal causa do surgimento de lascamentos (TELLES; FIGUEIREDO, 2006).



Figura 5.3 – Exemplo de dano superficial de segmento produzido com reforço convencional (Figueiredo, 2009).

5.1.1 Exigências de desempenho

Os anéis segmentados são solicitados a elevadas cargas durante sua aplicação, dado que o equipamento TBM utiliza dos anéis já instalados para o apoio dos macacos que garantem a propulsão de sua cabeça de escavação contra o maciço. Além disso, têm que apresentar elevada resistência inicial, para se garantir uma rápida desforma do componente, onde os esforços atuantes podem ser críticos, devido à ainda baixa resistência da matriz. Neste caso, além da elevada resistência inicial, pode-se associar a sistemas especiais de saque das peças que evitem concentração de esforços. Um sistema do tipo ventosa foi utilizado para a remoção dos segmentos na obra do prolongamento do Eurotúnel em Londres (Figura 5.4). Finalmente, esses componentes são utilizados em obras de infra-estrutura que exigem elevada durabilidade para a obra, ou seja, estes componentes devem apresentar uma vida útil superior a 100 anos. Neste sentido, é conveniente lembrar que há uma forte exigência de desempenho desses concretos com relação à resistência ao

lascamento explosivo durante incêndios (FIGUEIREDO, TANESI, NINCE, 2002). Assim, normalmente utiliza-se uma pequena quantidade de micro-fibras de polipropileno, seja qual for o tipo de reforço principal do componente. Pequenas quantidades já são suficientes para reduzir outros danos como elevada fissuração em concretos submetidos a temperaturas de até 600°C (NINCE et al. 2003b). No entanto, deve-se salientar que concretos de maior resistência e com maior nível de saturação são mais susceptíveis ao lascamento explosivo (NINCE, 2007).



Figura 5.4 – Sistema do tipo ventosa utilizado para a remoção dos segmentos das fôrmas utilizado na produção dos anéis segmentados da obra do prolongamento do Eurotúnel em Londres (Figueiredo, 2003b).

O dimensionamento do revestimento do túnel em anéis segmentados é normalmente realizado por escritórios de projeto que utilizam modelos particulares. Isto é prática recorrente a nível mundial pelo fato de não haver modelos públicos de dimensionamento específicos para este tipo de obra. Assim, para garantir a confiabilidade da obra, bem como a retro-alimentação do processo de dimensionamento, recorre-se à realização de ensaios em corpos-de-prova de grandes dimensões de modo a se obter uma homologação do material. Esta prática já vem sendo explorada no Brasil, inclusive em trabalhos acadêmicos (FERNANDES, 2005), onde o principal objetivo é demonstrar que o CRF é capaz de atender aos requisitos especificados para os segmentos de anéis. No entanto, se por um lado estes ensaios poderiam comprovar que

determinado segmento atendia as especificações e cargas previstas em projeto, por outro não era viável de utilização para o controle corriqueiro da obra. Assim, este tipo de análise só se viabilizaria se ocorresse em paralelo com estudos em corpos-de-prova de pequenas dimensões para determinação de propriedades como resistência à compressão, resistência à tração na flexão e tenacidade.

Como exemplo, pode-se citar novamente o caso da Linha 4 do Metrô de São Paulo onde, no projeto básico, previa-se a execução do anel com armadura convencional (85 kg/m^3), espessura de 30 cm e a resistência característica do concreto de 45 MPa (TELLES; FIGUEIREDO, 2006). Para a viabilização do uso das fibras, foi necessária a realização de ensaios de verificação da capacidade resistente à flexão em peças de três metros de comprimento (Figura 5.5) e a capacidade de resistência ao esmagamento e ruptura à compressão de dois segmentos pressionados um contra o outro (Figura 5.6) (KING et al. 2003). Este último ensaio procurava reproduzir a condição de maior solicitação das peças que ocorre justamente durante a execução da obra, quando as sapatas da tuneladora se apóiam na borda do último anel instalado para poder avançar. O primeiro ensaio, de flexão de prismas de grandes dimensões, procurava avaliar o comportamento da peça como um todo, principalmente no que se refere ao trabalho da fibra de aço como reforço. Para a obra em questão, estes ensaios foram realizados nos laboratórios da Unicamp em Campinas.

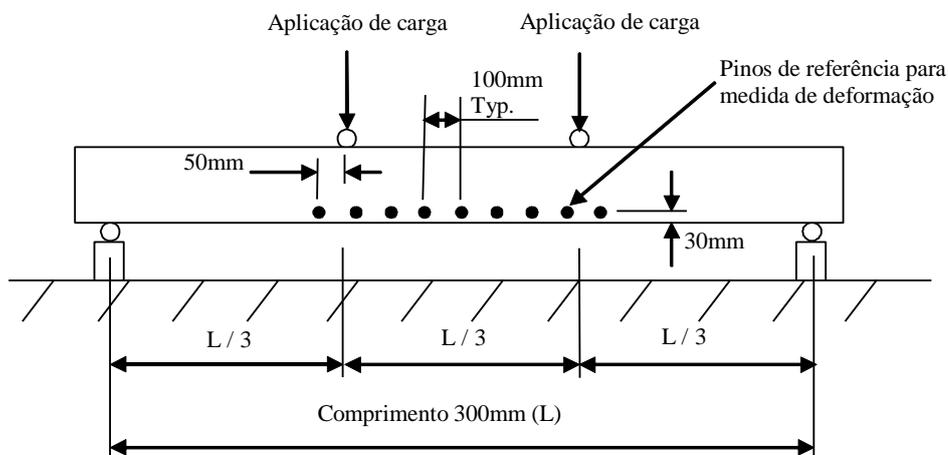


Figura 5.5 – Ensaio de flexão de primas de três metros de vão para avaliação do trabalho da fibra no reforço do concreto destinado à produção de anéis segmentados para o revestimento de túneis com tuneladora (Halcrow, 2004).



Figura 5.6 – Ensaio de compressão topo a topo de prismas para avaliação do concreto destinado à produção de anéis segmentados para revestimento de túneis com tuneladora (Mike King, 2003).

5.1.2 Parâmetros de dosagem e controle

Naturalmente, antes da execução das peças de grandes dimensões deve haver um estudo de dosagem do material para selecionar o compósito que será analisado. Durante os procedimentos de dosagem deve-se considerar uma resistência média de dosagem maior, pelo fato de se utilizar cura térmica (Figura 5.7) para acelerar o ganho de resistência inicial para possibilitar a deforma com menos de 24 horas. Para atingir este desempenho, pode-se utilizar o método de dosagem de concretos plásticos reforçados com fibras (item 4.1). Para a execução das peças de maiores dimensões realizou-se então um estudo de dosagem do material em ensaios regulares, para verificar os requisitos básicos da especificação do material concernentes à resistência à compressão, resistência à tração e tenacidade (TELLES; FIGUEIREDO, 2006). Nesta avaliação foram produzidos dois concretos com o mesmo traço utilizando os materiais constantes da Tabela 5.1. Variou-se apenas o teor de fibra em cada um deles. O teor de fibra de polipropileno foi mantido constante (1 kg/m^3) tendo sido adotado o teor mínimo recomendado para esta aplicação. Os concretos são apresentados na Tabela 5.1 segundo os materiais básicos empregados. Além da dosagem para o atendimento dos requisitos de 28 dias de idade, foi necessário também avaliar a evolução da resistência com a idade, de modo a parametrizar as condições de desforma das peças produzidas com

este concreto. Na Figura 5.8 encontram-se apresentados os gráficos obtidos para a evolução da resistência à compressão com o tempo para cada cimento utilizado. Constatou-se claramente que os concretos atingiram elevada resistência inicial e também final. Com isto justificou-se a utilização de fibras do tipo AI para este tipo de aplicação, devido à sua maior resistência mecânica e, por conseguinte, menor risco de fragilização com o aumento da resistência da matriz de concreto (item 2.3.4). O valor da resistência final média da ordem de 70 MPa era suficiente para a garantia do atendimento à resistência característica, mesmo com a utilização de cura térmica.



Figura 5.7 – Segmento de anel pré-moldado entrando em câmara de vapor para aceleração da cura na fábrica da obra do prolongamento do Eurotúnel em Londres (Figueiredo, 2003c).

Os concretos também foram avaliados segundo a tenacidade e a resistência à tração na flexão. A avaliação da tenacidade ocorreu segundo o método proposto pela recomendação japonesa JSCE-SF4 em conjunto com a determinação da resistência à tração na flexão, pois a mesma foi determinada no mesmo ensaio. O valor inicial de tenacidade especificado pelo projetista foi de uma relação de tenacidade de 70%, medida segundo a antiga norma americana ASTM C1018 (1997). No entanto, foi proposto ao projetista a troca deste parâmetro por um valor equivalente à tenacidade medida pela norma JSCE-SF4 (1984), devido ao fato de a mesma ser a tradicionalmente empregada para o controle regular de tenacidade no Brasil (FIGUEIREDO;

MOURAD; CARVALHO, 2000). Para encontrar a relação de equivalência entre a medida de tenacidade da ASTM e o fator de tenacidade medido segundo a JSCE-SF4, partiu-se da resistência característica à tração na flexão exigida de 3,1 MPa, o que corresponde a uma resistência à tração média de cerca de 4,3 MPa. 70% deste valor corresponde a um fator de tenacidade da ordem de 3,0 MPa, o que garantiria o atendimento desta exigência.

Tabela 5.1 – Concretos utilizados neste plano experimental (Telles; Figueiredo, 2006).

Material	Concreto			
	A30	A35	B35	B40
Cimento	CP V ARI – Fornecedor A		CP V ARI – Fornecedor B	
Aditivo superplastificante	Fornecedor C		Fornecedor D	
Adições	Metacaulim - Fornecedor E			
	Sílica ativa - Fornecedor F			
Areia 1	Areia rosa			
Areia 2	Areia artificial oriunda de britagem de rocha			
Pedrisco	Granítico			
Brita 1	Granítica			
Fibra de aço	Fornecedor G		Fornecedor H	
Teor de fibra de aço	30kg/m ³	35kg/m ³	35kg/m ³	40kg/m ³

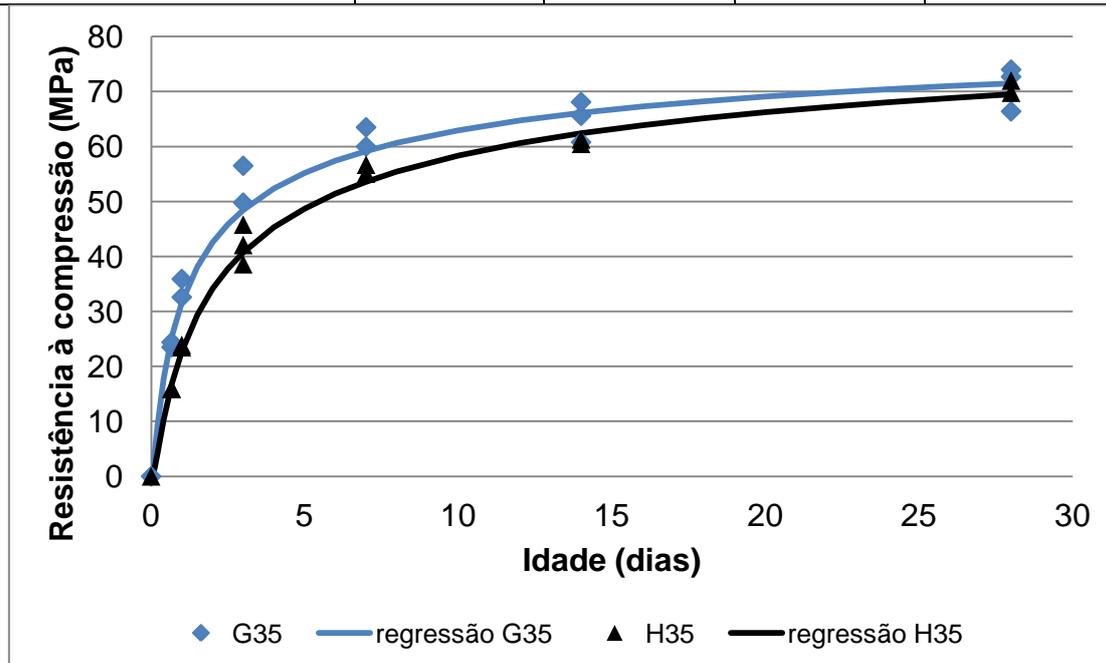


Figura 5.8 – Evolução da resistência à compressão com a idade (Telles; Figueiredo, 2006).

Foram feitos ensaios em corpos-de-prova prismáticos moldados sobre mesa vibratória seguindo as recomendações prescritas pela norma JSCE-SF4. Devido à variação na geometria das fibras foram utilizados dois teores de fibras de aço: 30 e 35 kg/m³ da fibra do fornecedor C e 35 e 40 kg/m³ do fornecedor D. Os ensaios de tenacidade foram realizados a 14 dias de idade para todos os teores e a 28 dias de idade para o teor de 35 kg/m³ para ambas as fibras. Estes resultados se encontram apresentados na Tabela 5.2. Constata-se claramente que o valor da tenacidade foi bem superior aos 3 MPa definidos em projeto. Pode-se afirmar até que o valor médio de tenacidade ficou um pouco acima do valor da resistência média à tração exigida para a obra, para a maioria dos traços. Além disso, houve também uma nítida superioridade da fibra C. Devido ao elevado nível de erro do ensaio optou-se por escolher o maior teor (35 kg/m³) da fibra C. Vale ressaltar que uma obra de túneis do tipo TBM tem no seu período inicial de avanço do túnel a sua condição mais crítica, pois está no início do aprendizado da equipe de operação do equipamento. Nestes casos, é muito prudente evitar que o concreto seja pré-qualificado atendendo de maneira justa aos requisitos de projeto. Isto ocorre porque os riscos de sobrecargas e, portanto, danos aos primeiros anéis lançados no início da escavação é muito grande. Assim, a partir desta análise, foi possível realizar a moldagem dos corpos-de-prova de grandes dimensões que acabaram por conduzir à homologação dos anéis segmentados da obra da Linha Amarela (Linha 4).

Durante a realização dos testes de grandes dimensões, os testes de pequenas dimensões deveriam ser repetidos. Com isto, uma vez aprovado o concreto através dos ensaios de homologação (grandes dimensões), havia também a parametrização do material em ensaios de determinação de resistência à compressão e tenacidade em pequenas dimensões, de modo a permitir o controle corriqueiro de produção dos segmentos (FIGUEIREDO, 2008b). Ou seja, os resultados obtidos neste período seriam os balizadores do controle da qualidade posterior. Assim, se consegue um nível de segurança muito interessante para obra em termos de qualidade do material, dado que só irão para o túnel os segmentos já aprovados pelo sistema de controle da qualidade. Com isto, tem-se uma garantia da qualidade do material aplicado na obra, o que não acontece quando o concreto é moldado in loco ou mesmo

quando é aplicado por projeção. Seria muito interessante se diretrizes de dimensionamentos de túneis produzidos no sistema TBM fossem desenvolvidos para a normalização, especialmente quando do emprego do CRF. Isto facilitaria o estabelecimento de modelos de controle específicos para este tipo de obra e diminuiria o grau de dispersão de enfoques que se pode ter de uma obra para outra. Um dos estudos que deverão ser desenvolvidos nesta área é o emprego de modelos de controle do tipo média móvel, ao invés dos estimadores propostos pela ABNT NBR 12655 (2006), os quais foram empregados nas obras de TBM brasileiras, sem serem as mais adequadas dado o sistema contínuo de produção.

Tabela 5.2 – Resultados obtidos para o fator de tenacidade na flexão (FT) determinado segundo a norma JSCE-SF4. (Telles; Figueiredo, 2006).

Fornecedor	Teor de fibra (kg/m ³)	Idade (dias)	Fator de tenacidade (MPa)					Coeficiente de variação (%)	
			Valores individuais				Média		Desvio padrão
C	30	14	4,6	5,6	5,6	4,3	5,0	0,7	14,0
C	35	14	5,8	4,6	4,1	5,4	5,0	0,8	16,0
C	35	28	3,6	5,6	4,8	5,8	4,9	1,0	20,4
D	35	14	3,6	3,4	4,5	4,4	4,0	0,5	12,5
D	35	28	3,8	3,9	3,7	3,8	3,8	0,1	2,6
D	40	14	4,5	3,8	5,8	5,1	4,8	0,9	18,8

Aplicações específicas, como é o caso dos segmentos utilizados no revestimento de túneis produzidos com tuneladora, devem possuir controle específico corriqueiro e a adoção de sistemas simplificados deve ser evitada. Isto por que sistemas simplificados só contribuirão para prejudicar a aplicação otimizada do material. Neste caso, a definição dos lotes deve respeitar as condições de produção dos segmentos, ou seja, qualquer alteração nas condições de produção deverá representar uma alteração do lote a ser julgado, além do respeito ao volume máximo de concreto a ser julgado para a aprovação do lote (FIGUEIREDO, 2008b).

5.2 Concreto projetado com fibras para túneis

O método mais freqüentemente utilizado para a execução de túneis no Brasil é o NATM (*New Austrian Tunnelling Method*) onde o concreto projetado é um elemento fundamental (CELESTINO, 1991; ATTEWELL, 1995). Isto ocorre em boa medida em função de ser a prática construtiva que foi implantada no país a mais tempo, tendo sido largamente empregada em obras marco como foi a Rodovia dos Imigrantes (FIASCO NETO, 1976). O concreto projetado reforçado com fibras de aço é um dos desenvolvimentos alcançados mais recentemente para a execução do revestimento de túneis. Ele apresenta uma série de vantagens quando comparado ao reforço convencional. Isto ocorre porque o uso da fibra altera o sistema tradicional de escavação e execução do revestimento dos túneis construídos por este método. Simplificadamente, as etapas da execução pelo método NATM sem fibras são as seguintes:

- a) A escavação: Nesta etapa pode-se utilizar explosivos para abrir a frente de escavação quando esta for em rocha. Quando a execução dos túneis ocorre em solos, o que é freqüente no Brasil, não se utiliza o corte da frente por meio de explosivos, mas se exige um elevado desempenho do concreto com relação ao desenvolvimento resistências iniciais. Isto ocorre devido ao baixo *Stand Up Time* do maciço. O avanço médio por ciclo de escavação dificilmente ultrapassa um metro e exige uma grande velocidade de aplicação do revestimento para garantia da segurança da frente de escavação.
- b) Locação das cambotas: Atualmente as cambotas são compostas por uma armadura treliçada em arco que possui o formato da parte superior do túnel. O uso da cambota é creditado à necessidade de suporte imediato e o mesmo acaba atuando como gabarito para a execução do túnel. No entanto, pelas dificuldades de escavação, ela não permanece em contato direto com o solo, não sendo carregada até o momento em que o concreto projetado é aplicado e passe a ganhar resistência mecânica permitindo a transferência de tensões na interação solo/estrutura.
- c) Aplicação do revestimento primário de concreto projetado: A aplicação de uma primeira camada de concreto projetado é feita entre as duas

últimas cambotas instaladas. Com isto há, necessariamente uma segmentação do túnel, formando uma junta fria exatamente sobre a cambota que estará particularmente sujeita ao ataque dos agentes agressivos que possam existir no maciço.

- d) Colocação da tela soldada: Antes da aplicação da segunda camada de concreto projetado do revestimento primário, fixa-se uma tela de aço na superfície da primeira. Tal procedimento é demorado e aumenta bastante o tempo de ciclo de escavação. Esta tela, bem como as cambotas, compõe a armadura do revestimento primário do túnel.
- e) Execução do *invert*: o avanço do túnel é normalmente feito construído-se apenas a sua parte superior, o fechamento das cargas ao redor da estrutura acaba sendo feito aproveitando-se a capacidade resistente do maciço da parte inferior do túnel. Assim, é necessário “fechar” a estrutura executando-se a parte inferior do revestimento do túnel chamada de *invert*. Para isto é necessário realizar uma segunda escavação, rebaixando o perfil do túnel até a geometria de escavação que acomode o *invert*. Isto ocorre a alguns metros da frente de escavação e esta distancia irá depender, naturalmente, da capacidade de suporte do maciço.
- f) Projeção da segunda camada de concreto projetado: Uma vez fechada a estrutura do túnel com a finalização do revestimento primário, executa-se uma segunda camada de revestimento, denominada revestimento secundário. Nesta situação é freqüente a instalação de uma nova camada de tela metálica para posterior projeção do concreto.

Este método foi desenvolvido graças às concepções estabelecidas por RABCEWICZ (1964a, 1964b, 1965), e sua principal característica é de aproveitar a capacidade portante do maciço. Assim, permite-se certo nível de deslocamento do maciço, e o nível de carregamento a que estará submetido o revestimento será menor que o originalmente existente na região de escavação e dependente do nível de deformação do maciço, conforme o apresentado na Figura 5.9 (MELBYE, 1994). O nível de tensão a que estará submetido o revestimento depende da sua velocidade de ganho de resistência e do momento em que o mesmo é aplicado. No caso da utilização de um concreto simples, se houver ruptura do concreto pelo excesso de deslocamento ou pelo

elevado nível de carregamento, o túnel perde sua estabilidade. Quando da utilização de um reforço, pode haver uma re-acomodação de esforços que levam o túnel a estabilizar num nível de tensão mais baixo.

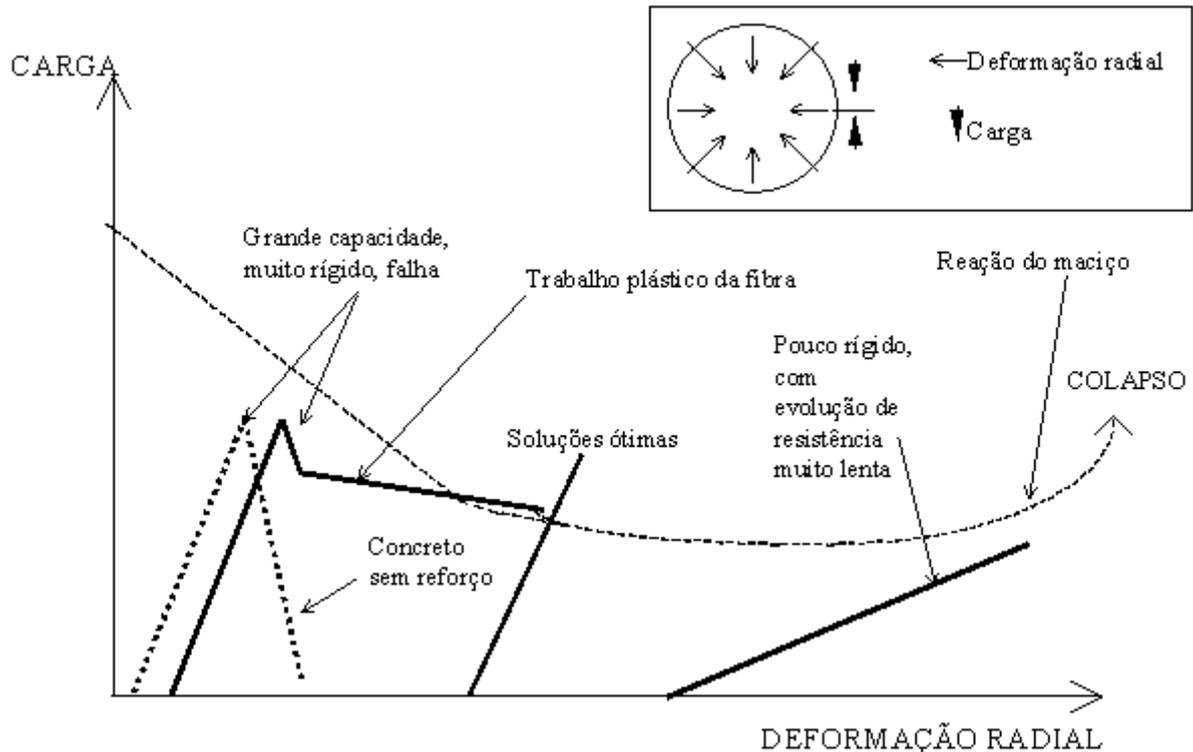


Figura 5.9 – Diferentes tipos de reação do revestimento do túnel e sua interação com o maciço (Adaptado de Rabcewicz, 1964a, 1964b, 1965).

Vale ressaltar que o comportamento esperado para o concreto projetado reforçado com fibras de aço é o de *strain-softening*. Isto ocorre pelo fato de se esperar uma redução das tensões com a acomodação do maciço. Neste sentido, o critério estabelecido pela EFNARC (1996) para a quantificação da tenacidade do concreto projetado reforçado com fibras é muito interessante, pois acaba por definir níveis de *strain-softening* que o projetista pode selecionar como o mais adequado a cada maciço. O fundamental é a definição de desempenho e evitar que haja a imprudência de apenas definir um consumo de fibras por metro cúbico de concreto. Este assunto está mais bem discutido no item 5.2.3.

5.2.1 Vantagens do uso da fibra

O uso de fibras no concreto projetado destinado à execução do revestimento de túneis traz algumas das vantagens específicas:

- a) Uma das maiores vantagens do concreto projetado reforçado com fibras de aço aplicado em túneis é o fato do mesmo poder ser aplicado imediatamente após a escavação. Assim, o risco de acidentes por desprendimento de parte do maciço, comum em solos de argila dura fraturada como ocorre na região do município de São Paulo, é reduzido. Para que isto seja realidade, é fundamental que o compósito apresente um bom nível de tenacidade já nas primeiras idades, quando o maciço está se estabilizando simultaneamente com o ganho de capacidade resistente do concreto. Este assunto está mais bem discutido no item 5.2.2.
- b) A velocidade de execução do túnel é aumentada pela eliminação da fase de instalação da tela metálica e até da cambota quando possível. No sistema tradicional, o ciclo completo de escavação de um túnel de 50 m² de área de seção transversal demanda mais de quatro horas. Com a utilização de fibras isto pode ser reduzido a cerca de três horas acelerando a execução da estrutura e economizando em mão-de-obra, equipamento e todos os demais custos associados a uma obra contínua como esta. No entanto, este procedimento irá acarretar uma maior exigência quanto à resistência inicial como demonstrou CELESTINO (1996) e maiores riscos de ruptura do revestimento. Assim, um revestimento primário em concreto projetado com fibras de aço que apresenta maior capacidade de deformação para permitir a estabilização da estrutura num nível menor de tensão, mostra-se compatível com as condições típicas de um túnel executado pelo método NATM (Figura 5.9).
- c) Normalmente tem-se uma grande fissuração associada ao revestimento primário de concreto projetado que deve acomodar as grandes deformações iniciais do maciço recém escavado (ARMELIN et al. 1994). O uso das fibras de aço irá contribuir para o controle de propagação

destas fissuras e, com, isto pode-se diminuir a permeabilidade do revestimento (ARMELIN et al. 1994).

- d) A vida útil do revestimento do túnel pode ser ampliada com a utilização das fibras devido à redução da fissuração, que é o caminho preferencial de entrada de agentes agressivos no túnel, além do fato da fibra ser um elemento descontínuo e muito menos sujeito à corrosão eletrolítica do que as barras contínuas das telas ou cambotas.
- e) Uma redução da reflexão pode ser conseguida com a eliminação da tela e, conseqüentemente da sua vibração e do possível efeito sombra que pode ocorrer durante a projeção com prejuízo para a aderência entre concreto e tela metálica (FIGUEIREDO, 1992), além da eliminação de irregularidades, como as cambotas. Além disso, se o sistema de projeção utilizado for o de via seca, como aconteceu no revestimento primário do Túnel Airton Senna em São Paulo, pode-se conseguir uma redução ainda maior da reflexão, pela possibilidade de projetar o concreto com um nível maior de umidificação sem a ocorrência de deslocamentos. Isto foi medido na referida obra através do ensaio de determinação da reflexão por medida direta (ABNT NBR 13317, 1995). O traço do concreto utilizado foi 1:2,16:1,73 com cerca de 435 kg de cimento por metro cúbico de concreto. Obteve-se, uma sensível redução no valor da reflexão com o aumento do consumo de fibra. Tal constatação é importante pelo fato de se verificar o desempenho do material em condições de campo e através de uma medida muito mais precisa. O nível de reflexão de 14,9% obtido para o consumo de fibras de 80 kg/m³ é semelhante aos valores normalmente obtidos com a via úmida. O valor de 17% obtido para o consumo de 20 kg/m³ foi desconsiderado na regressão devido ao fato de ter sido o primeiro a ser determinado e demorou-se muito tempo para recolher o material da reflexão. Com isto, ocorreu a pega devido à presença do aditivo acelerador e uma parte do material, simplesmente não pode ser coletada. Foi então obtida a equação (16) por regressão pelo método dos mínimos quadrados, a qual se encontra apresentada na Figura 5.10, em conjunto com os resultados experimentais. Vale ressaltar o fato que a diminuição da reflexão, além de diminuir a quantidade de perdas,

umenta também a velocidade de execução da obra, por diminuir a etapa de projeção do concreto, o que configura um ganho duplo para a obra.

$$\text{REFLEXÃO} = 21,7 - 0,08 \times \text{CF}, \text{ com } r^2 = 0,996$$

Onde,
 REFLEXÃO = Índice de reflexão do concreto projetado via seca determinada por medição direta (%),
 CF = Consumo de fibra (kg/m^3).

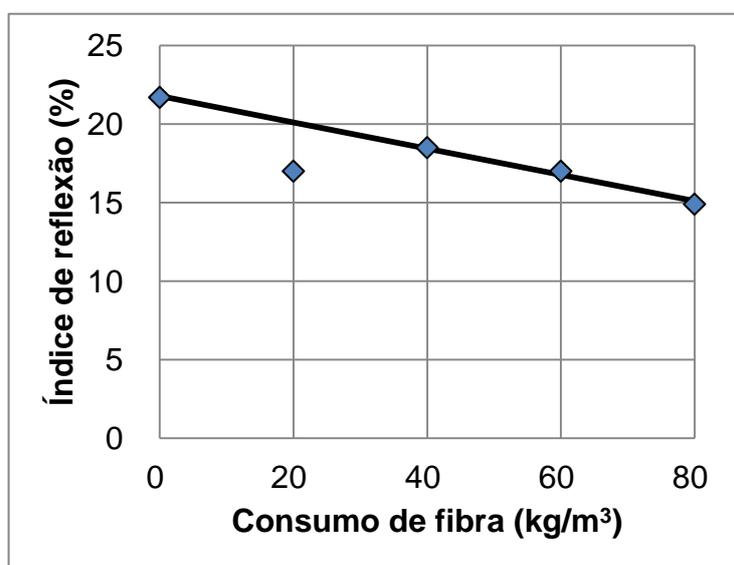


Figura 5.10 – Correlação entre o consumo de fibra e o índice de reflexão (Figueiredo, 1997).

5.2.2 A evolução da tenacidade nas primeiras idades

O Brasil se destaca pelo fato de construir vários de seus túneis NATM em solos argilosos e argilo-arenosos. Nestas condições, as exigências quanto ao comportamento nas primeiras idades são normalmente grandes. Desta forma as questões mais freqüentes recaem sobre o comportamento do material nas primeiras idades. Assim, no estudo de Figueiredo e Helene (1996a) procurou-se avaliar o comportamento mecânico do material desde as primeiras horas após a projeção. Apenas um traço foi analisado (1:2,82:1,58 - cimento:areia:pedrisco). Foi utilizado um aditivo acelerador de pega, à base de aluminato de potássio, para procurar atender as elevadas exigências de resistência nas primeiras horas, típicas do concreto projetado para o

revestimento primário. Foram empregados dois teores da fibra F1 (Tabela 2.7), a saber: 40 kg/m³ e 60 kg/m³.

Para cada consumo de fibra foram moldadas quatro placas de onde se extraíram prismas para a determinação da tenacidade e resistência à compressão. A resistência inicial foi determinada através dos penetrômetros de profundidade constante e de energia constante até a idade de 10 horas (FIGUEIREDO, 1997). Quando o concreto projetado atingiu a idade de 5 horas e resistência compatível, uma placa foi removida para o corte dos corpos-de-prova prismáticos (10x10x40)cm³. Estes corpos-de-prova foram submetidos aos ensaios de tração na flexão com deformação controlada uma hora mais tarde. As extremidades dos corpos-de-prova foram submetidas ao ensaio de compressão direta (FIGUEIREDO, 1997) e, concomitantemente, a placa foi submetida ao ensaio com o penetrômetro de profundidade constante. Este ensaio foi conduzido até a idade de 10 horas e os resultados se encontram apresentados na Figura 5.11. Os valores obtidos para a resistência à compressão através do uso de penetrômetro de energia constante e por ensaios de compressão direta resultaram muito próximos. Além disso, caracterizaram o comportamento do concreto projetado como de alta resistência inicial, típico para o revestimento primário de túneis, atingindo resistência de cerca de 10 MPa a 10 horas de idade.

Foram feitas correlações também com as resistências obtidas em corpos-de-prova com a idade do concreto. A correlação entre a resistência média à compressão, determinada nos extremos dos prismas e a idade do concreto projetado reforçado com fibras de aço foi estudada pelo método dos mínimos quadrados e a expressão matemática usada foi a seguinte:

$$\frac{f_c}{t} = A + Bt \quad (25)$$

Onde:

f_c = resistência à compressão (MPa)

A e B = constantes

t = tempo (dias)

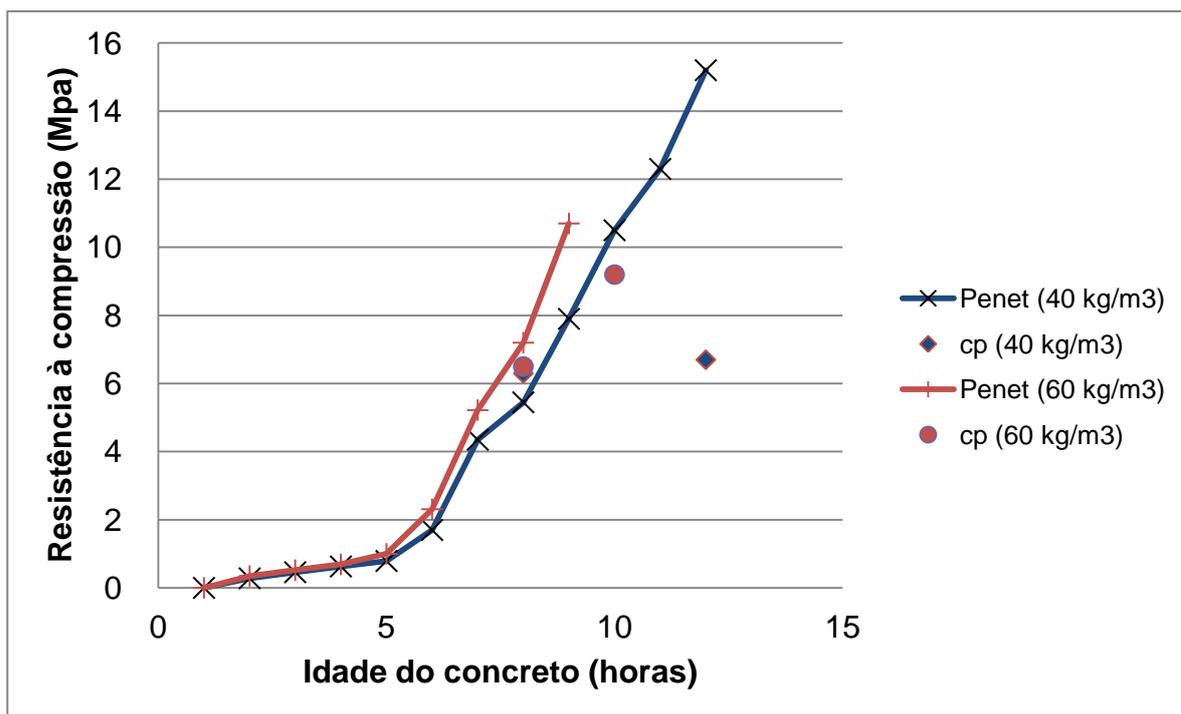


Figura 5.11 – Resistência à compressão do concreto projetado reforçado com fibras de aço até 10 horas (Figueiredo e Helene, 1996).

A constantes obtidas e os coeficientes de correlação se encontram apresentados na Tabela 5.3. Estas correlações em conjunto com os resultados experimentais podem ser observadas na Figura 5.12. As constantes e os coeficientes de regressão das expressões obtidas pelo método dos mínimos quadrados para a correlação entre a resistência à tração na flexão e a idade do concreto também estão apresentadas na Tabela 5.3. Estas correlações podem ser observadas na Figura 5.13. As pequenas diferenças entre as duas curvas podem ter sido causadas pelo fato das duas séries de placas terem sido moldadas em dias diferentes. Pequenas diferenças nas condições ambientais, como a temperatura, podem ter causado estas mudanças. O mesmo enfoque foi utilizado para o módulo de ruptura.

Os resultados obtidos para os índices de tenacidade (ASTM C1018, 1997) ao longo do tempo se encontram apresentados na Figura 5.14, enquanto os relacionados com o fator de tenacidade estão na Figura 5.15. Os índices de tenacidade obtidos para o consumo de fibra de 40 kg/m^3 mostraram uma diminuição constante ao longo do tempo. Por outro lado, o consumo de 60 kg/m^3 mostrou um comportamento diferente: os índices de tenacidade

aumentaram até um dia de idade quando passaram a diminuir progressivamente. Um comportamento similar foi apresentado para os valores de fator de tenacidade (JSCE-SF4, 1984) para o consumo de fibra de 40 kg/m³. Finalmente, o fator de tenacidade apresentou um crescimento com a idade para o consumo de fibra de 60 kg/m³.

Tabela 5.3: Evolução da resistência medida em prismas com a idade do concreto projetado reforçado com fibras de aço (Figueiredo e Helene, 1996).

Propriedade	Consumo de fibra (kg/m ³)	Constante A	Constante B	r ²
Resistência à compressão	40	41,8	2,69	0,923
	60	45,0	2,51	0,977
Módulo de ruptura	40	8,7	2,7	0,929
	60	9,7	2,2	0,956

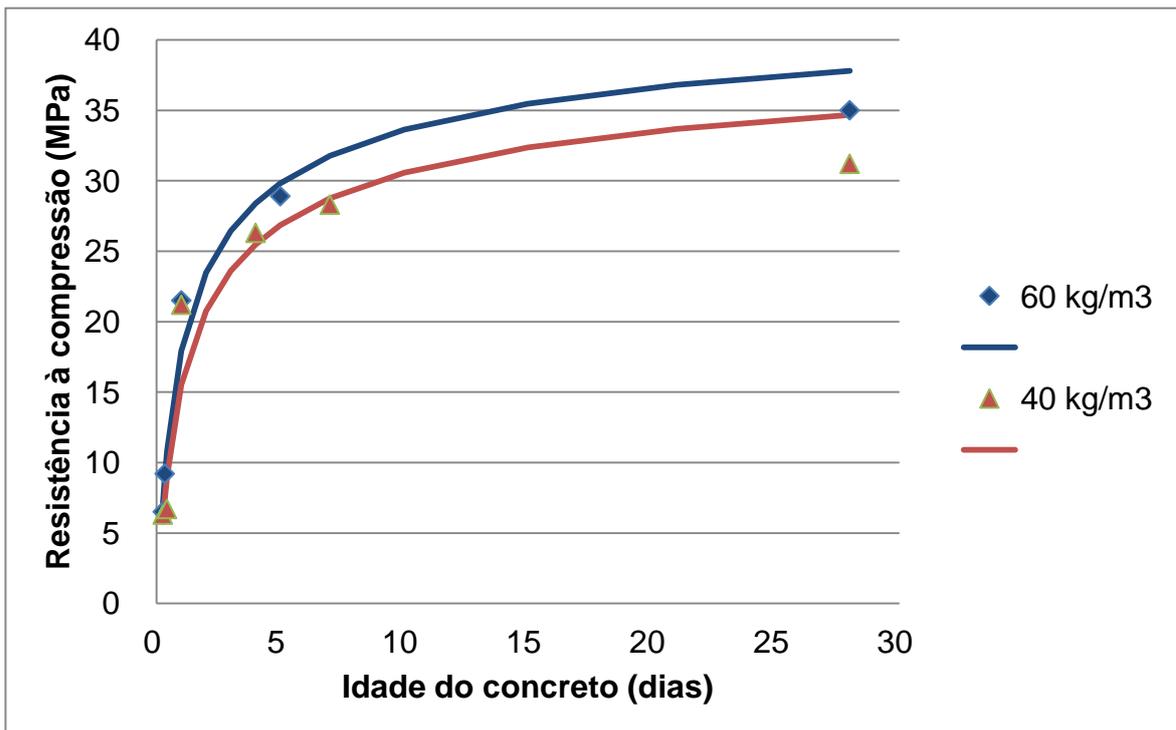


Figura 5.12 – Correlação da evolução da resistência à compressão com a idade (Figueiredo; Helene, 1996).

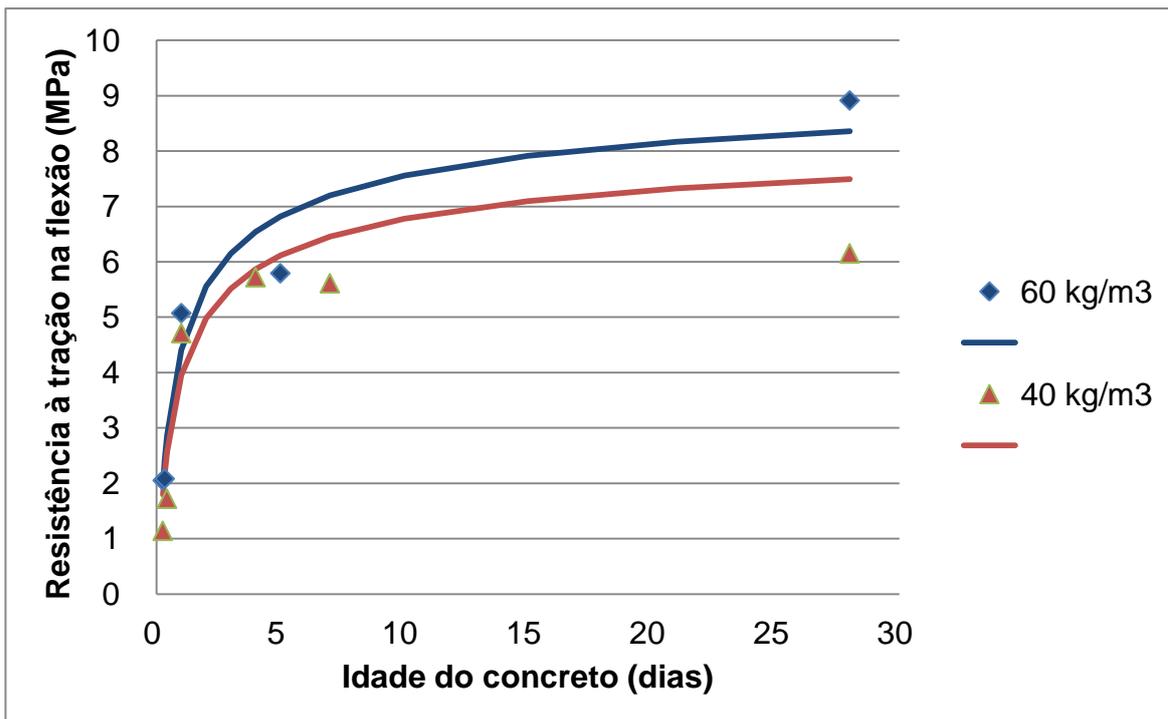


Figura 5.13 – Correlação da evolução do módulo de ruptura com a idade (Figueiredo; Helene, 1996).

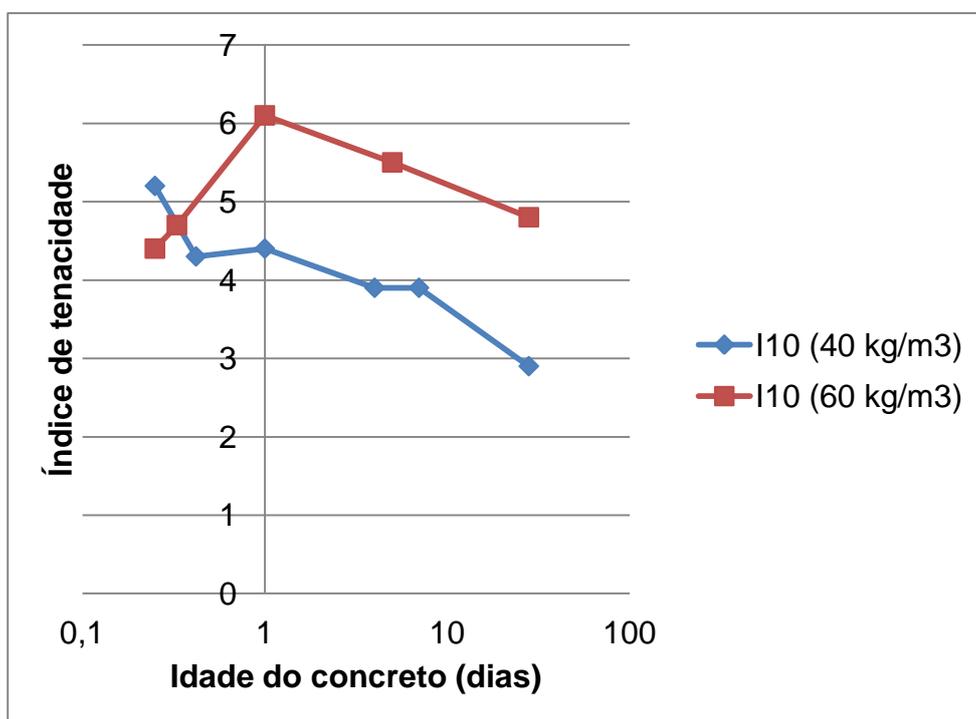


Figura 5.14 – Resultados obtidos para o índice de tenacidade I10 (ASTM C1018, 1997) ao longo da evolução da idade do concreto projetado (adaptado de Figueiredo e Helene, 1996).

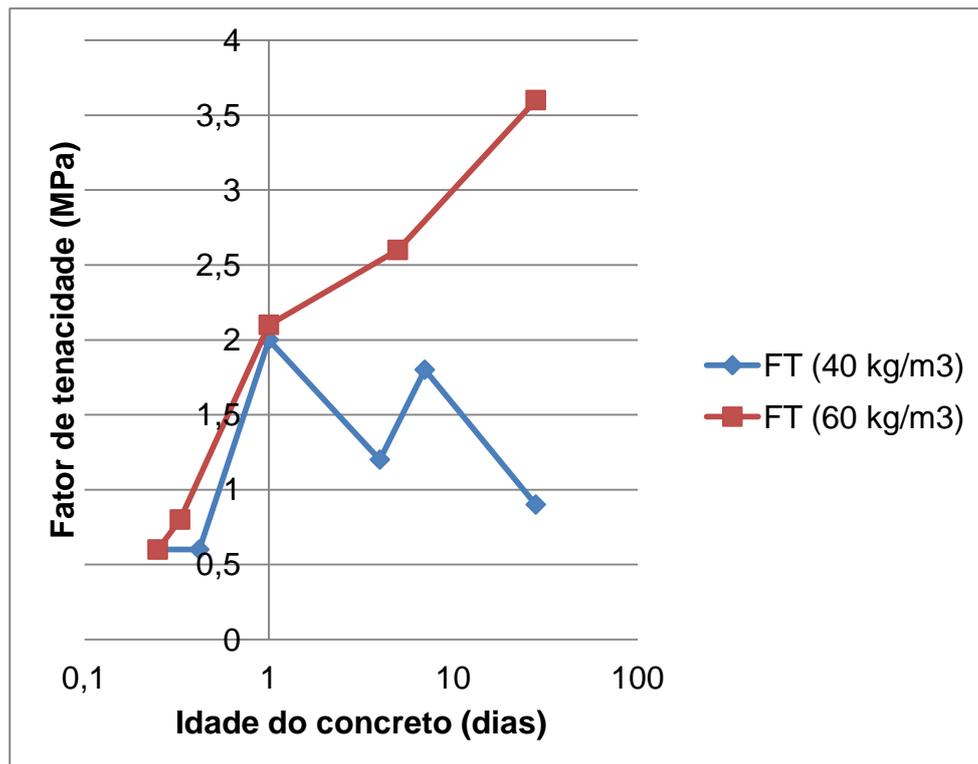


Figura 5.15 – Resultados obtidos para o fator de tenacidade (JSCE-SF4, 1984) ao longo da evolução da idade do concreto projetado (adaptado de Figueiredo e Helene, 1996).

A redução do índice de tenacidade para o menor consumo de fibra está associada às diferentes taxas de crescimento da resistência da matriz e da capacidade resistente pós-fissuração do compósito. Ou seja, há uma tendência à fragilização do comportamento do material com o aumento da resistência da matriz, dado que não há fibras suficientes para suportar a transferência de carga da matriz sem rupturas. Isto fica cabalmente demonstrado pela redução do fator de tenacidade após um dia de idade, o que demonstra o processo de fragilização do material com o aumento da resistência da matriz. Então, como os índices de tenacidade são obtidos pela divisão da área sob a curva até um determinado deslocamento pela área obtida até o ponto da primeira fissura, o resultado da divisão cai necessariamente, indicando um contínuo afastamento do comportamento elasto-plástico perfeito. Em outras palavras, o concreto projetado com um baixo teor de fibras (40 kg/m^3) apresentará um comportamento mais próximo do elasto-plástico perfeito quanto menor for a resistência mecânica da matriz ou a sua idade.

No caso do maior consumo (60 kg/m^3), os índices ainda crescem até um dia de idade, sendo muito semelhante ao menor nas primeiras horas. Enquanto

isso, o fator de tenacidade cresce continuamente até os 28 dias de idade. Este crescimento foi produzido por uma melhor aderência entre a fibra e a matriz obtida ao longo do tempo, originado pelo ganho de resistência mecânica da matriz. Com isto, a capacidade resistente da fibra após a fissuração da matriz pode ser mobilizada. Como a fibra estava num maior volume, o nível de tensão transferido para cada fibra no momento da ruptura foi menor, evitando a ruptura ou o escorregamento da mesma, o que acabou por aumentar o nível de energia consumida no trecho pós-fissuração do gráfico. Assim, há uma certa aproximação do comportamento elasto-plástico perfeito até um dia de idade. No entanto, este ganho não perdura a partir desta data sem, no entanto, haver uma redução da tenacidade, ou seja, aumenta a energia consumida na ruptura do material que vai tendo seu comportamento afastado do elasto-plástico perfeito.

Analisando este comportamento, fica claro o benefício obtido da utilização do concreto projetado reforçado com fibras de aço no revestimento primário dos túneis. Isto ocorre pela evidente ductilização da matriz, o que contribui para um maior nível de segurança da obra. Este aspecto foi determinante para a adoção desta tecnologia na obra da Hidrelétrica de Itá. Nesta obra o maciço se caracterizava por ser composto majoritariamente por basalto fraturado e tensionado, muito propenso à apresentação do fenômeno do “rock bursting”, que é a fratura espontânea e explosiva da rocha quando desconfinada. Quando da escavação do poço que iria abrigar a casa de máquinas (Figura 5.16) ocorriam desprendimentos de pedaços de rocha com grande velocidade. Para melhorar a condição de segurança da obra o maciço foi revestido com concreto projetado reforçado com fibras de aço, de modo a evitar o desprendimento dos pedaços de rocha. Nestas condições, a aplicação do concreto projetado é ainda mais vantajosa, porque evita a execução de uma área muito grande e cara de fôrmas. Além disso, a projeção produz uma camada de concreto que acompanha as irregularidades da rocha, evitando a utilização de um volume excedente de material definindo pelo volume da fôrma e posicionamento da tela, conforme o esquematicamente apresentado na Figura 5.17.



Figura 5.16 – Escavação da realizada durante a construção da barragem de Itá (SC) com a projeção de CRF para proteção contra o fenômeno do *rock bursting* (Figueiredo, 1998).

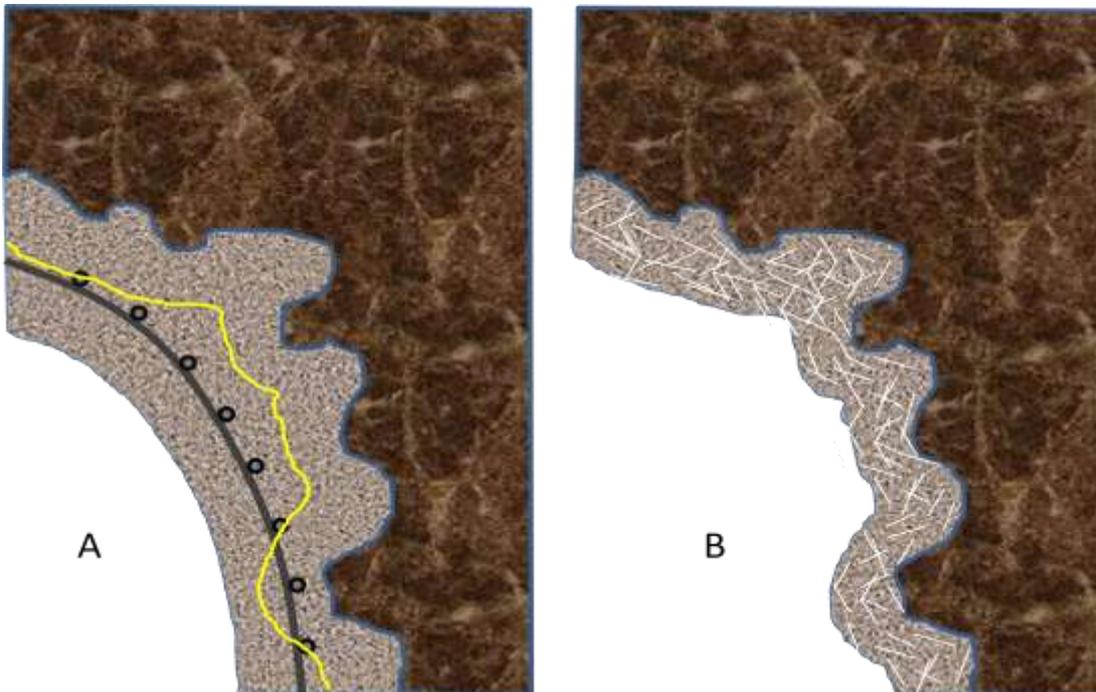


Figura 5.17 – Revestimento de maciço rochoso com maior volume de material empregado quando do uso de reforço convencional e/ou forma (A) e revestimento com projeção de CRF (B).

5.2.3 Controle do material

Os túneis NATM, como aqueles executados por TBM, ou seja, não há modelos de dimensionamento públicos para os mesmos. Com isto, no Brasil é muito freqüente a mera especificação do concreto projetado utilizando um teor mínimo de fibras. Ou seja, são estabelecidas a geometria da estrutura, a resistência da matriz de concreto e o consumo de fibras de aço por metro cúbico. Tal procedimento pode ser apontado como completamente inadequado. É comparável a dimensionar uma estrutura de concreto de um edifício sem estabelecer o valor da resistência característica do concreto e controlar o mesmo pelo consumo de cimento por metro cúbico.

Como já foi bem comentado, sabe-se que a principal contribuição da fibra de aço é aumentar a capacidade resistente pós-fissuração do concreto. Assim, os requisitos estabelecidos para o material estrutural concreto projetado devem atender a esta condição de avaliação, ou seja, deve-se especificar uma tenacidade mínima e o método de ensaio a ser utilizado para tal determinação (FIGUEIREDO, 2005b). Como foi visto no Capítulo 3, existem vários métodos para a determinação da tenacidade do concreto projetado reforçado com fibras de aço, os quais podem ser divididos em duas famílias básicas: os ensaios de placas e os ensaios com prismas.

Os ensaios em placas de grandes dimensões foram concebidos inicialmente para possibilitar a comparação de desempenho entre concretos reforçados com fibras e com telas metálicas (ROBINS, 1995). Ou seja, se um projetista estava acostumado a dimensionar o túnel NATM com um concreto projetado reforçado com telas metálicas, continuaria a fazê-lo da mesma forma e substituiria o reforço do material, tela por fibra, através da determinação da energia absorvida em placas (FIGUEIREDO, 1997). Seriam ensaiadas placas reforçadas com telas convencionais e outras com diversos teores de fibra, adotando-se o teor que igualasse ou superasse a energia absorvida pelas placas reforçadas com telas. Assim, este tipo de ensaio se qualificaria para a homologação do material, como os ensaios de grandes dimensões realizados para homologar os segmentos a serem empregados com tuneladoras (FIGUEIREDO, 2008b). Em paralelo seriam moldadas placas com concretos reforçados com os mesmos teores de fibra. Dessas placas seriam extraídos

prismas e a tenacidade obtida nestes corpos-de-prova serviria de referência para o controle do material durante a execução da obra. Neste caso, poderia-se utilizar o método que o projetista julga como o mais adequado entre os disponíveis.

O principal fato a ser observado no processo de controle de qualidade do material é garantir que haja ferramenta mínima para a verificação da adequação do material. Dada a importância de qualquer obra de túnel, não é concebível que a mesma seja executada apoiada meramente em teores empíricos. Pior do que isto, mesmo havendo métodos para a determinação destes teores especificados (Capítulo 3), nem mesmo este ensaio é realizado em muitas obras. Ou seja, deve-se garantir que o concreto projetado reforçado com fibras de aço seja especificado quanto a desempenho e que seu controle seja feito nestes termos como o apontado a seguir. Esta prática gera sérios riscos, principalmente para as novas tecnologias. Hoje é freqüente a mera substituição de fibras de aço por macro-fibras poliméricas, sem que haja uma prévia avaliação de desempenho do material (FIGUEIREDO, 2010a). Isto ocorre em bases meramente comerciais em obras brasileiras, o que pode ser apontado como o maior equívoco ligado a esta tecnologia. Se práticas corretas de um plano de controle de qualidade fossem realizados isto seria muito mais facilmente evitado.

Mais importante do que se dispor de ensaios prévios para qualificação do material é a necessidade de que os requisitos de desempenho sejam especificados pelos projetistas. Os mesmos podem usar especificações internacionais, como o da EFNARC (1996), que definem níveis de absorção de energia mínimos a ser apresentado no ensaio punção de placas pelo concreto projetado (Tabela 3.2). Este nível mínimo pode ser o parâmetro básico de seleção do compósito que atenderá aos requisitos da obra. Os níveis diferenciados de energia especificados pela EFNARC (1996) podem ser associados à demanda de capacidade resistente residual da estrutura, o que deve ser definido em projeto. Em conjunto com esta exigência, deve-se prever a realização dos estudos prévios na obra, antes do início efetivo da execução do túnel, conforme as recomendações internacionais (EFNARC, 1996) e a própria normalização brasileira (ABNT NBR 14026, 1997). A norma brasileira impõe que “devem ser efetuados estudos prévios ao emprego do concreto

projetado visando determinar sua composição (estudos de dosagem), bem como verificar sua adequação às condições reais de aplicação”. Para um material que depende do processo de aplicação, esta prática é fundamental sendo, todavia, ignorada na maioria dos casos. Sua execução é importante porque permite realizar os estudos de homologação e dosagem do material.

Também é possível realizar a qualificação de mangoteiros (FIGUEIREDO; HELENE, 1996b), já que se tem norma disponibilizada para isto há anos com pouca ou nenhuma utilização. Nestes estudos prévios, também se garantiria a realização dos ensaios de tenacidade em prismas em conjunto com os ensaios de placa, o que permitiria parametrizar o valor a ser exigido no controle corriqueiro. Uma alternativa seria realizar a caracterização básica do material em termos de resistência mecânica (compressão e tração na compressão diametral) e determinar o teor de fibra incorporado que garanta a tenacidade, o qual pode ser objeto do programa de controle de qualidade. Este teor poderia ser controlado no concreto projetado tanto no estado fresco como no estado endurecido, conforme discutido no item 3.4. Assim, teria-se o controle do valor de resistência mecânica, massa específica e absorção de água, e o teor de fibra incorporado ao concreto endurecido. Esta seria uma alternativa simplificada de programa de controle da qualidade para obras de menor porte e responsabilidade. Para obras de maior responsabilidade, poderia-se utilizar os parâmetros de definição de lotes adotados pela EFNARC (1996), adotando o tipo de controle normal ou rigoroso que se encontram apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Freqüência da realização dos ensaios segundo o rigor do nível de controle da qualidade (EFNARC, 1996).

Tipo de ensaio de controle	Reduzido	Normal	Rigoroso
Resistência à compressão	500	250	100
Resistência à tração na flexão		500	250
Tenacidade na flexão		1000	500
Absorção de energia em placas		1000	500
Aderência		500	250
Conteúdo incorporado de fibra		250	100
Espessura da camada projetada	50	25	10
Volume em m ³ de concreto produzido entre testes			

5.2.4 Controle da estrutura

Espera-se que o uso da fibra contribua para a qualidade das estruturas enterradas através do controle da fissuração geral da mesma. Com este controle, obtém-se também uma diminuição da entrada de água advinda do maciço, restringe-se assim o acesso de outros agentes agressivos ao interior da estrutura, o que amplia a perspectiva de durabilidade da obra. Uma das principais preocupações atuais dos administradores de obras enterradas é a garantia de certo nível de estanqueidade da estrutura e uma postura crítica da situação deve ser adotada. Isto porque, mesmo quando da utilização de sistemas de impermeabilização, não se pode ignorar o papel do concreto projetado para a garantia da impermeabilização do túnel, dado que ele é o primeiro material a atuar neste sentido e é o suporte básico para o sistema de impermeabilização (FIGUEIREDO, 2005b). No entanto, é muito difícil haver uma parametrização confiável dessa característica e, muito menos, quantificá-la de maneira confiável.

Uma das possibilidades futuras de reversão desse quadro é a elaboração de uma metodologia de avaliação da permeabilidade das estruturas utilizando de permeômetros portáteis que possam mapear o nível de permeabilidade da estrutura (FIGUEIREDO, 2008b). Estes permeômetros não seriam baseados de maneira exclusiva na lei de Darcy, mas levariam em conta outros fatores que, além do valor do coeficiente de permeabilidade Darcyniano (k_1), a análise englobaria um segundo coeficiente de permeabilidade não Darcyniano (k_2) que permite verificar o nível de perda de carga associado à descontinuidade e rugosidade dos poros (INNOCENTINI et al. 1998; INNOCENTINI et al. 2003). Estes fatores acabam por condicionar a velocidade de passagem da água pela estrutura porosa do material, ou seja, acabam por configurar uma determinação mais precisa. Assim, um sistema como este poderia detectar com grande facilidade o grau de influência de uma fissura no nível de permeabilidade da estrutura. Desta forma, a utilização de um sistema portátil seria capaz de verificar também a influência do nível de fissuração na permeabilidade da estrutura, bem como seu mapeamento e quantificação. Com isto, seria possível estabelecer parâmetros claros de desempenho da estrutura, bem como uma forma de controle da mesma. Naturalmente que este controle

não poderia ser feito de maneira desconectada do programa de controle regular da estrutura. Pelo contrário, teria muito maior poder de esclarecimento do desempenho global da estrutura quando feito em conjunto com outras medidas, como a do grau de convergência, que permitiria avaliar o grau de influência da deformação do maciço no nível de fissuração da estrutura.

As perspectivas para o uso dos concretos com fibras em túneis no Brasil são muito promissoras. Isto advém do fato de que, mais do que desenvolver ou estudar tecnologias sofisticadas para a produção destes concretos, faz-se necessária a realização da transferência dos resultados de pesquisas desenvolvidas nas universidades e outros centros para a prática (FIGUEIREDO, 2008b). Assim, é mais importante se investigar onde a tecnologia se encontra atrasada para que se realize a sua atualização. Ou seja, resultados de pesquisa que já se encontram bem sedimentados, não devem permanecer em prateleiras de bibliotecas das universidades de modo a reduzir os referidos claros tecnológicos.

A melhor forma de ocorrer este tipo de transferência é a produção de recomendações e de normas técnicas que balizem o mercado. Isto, no entanto, requer um trabalho intenso e depende do voluntariado dos profissionais envolvidos no assunto. Apesar disto ser uma tarefa de difícil execução pelas condições atuais no Brasil, deve-se ter em mente que é o melhor caminho para o desenvolvimento do mercado e precisa do apoio de todos.

6 Tubos de concreto reforçados com fibras de aço

Os tubos de concreto são largamente empregados no mercado brasileiro, especialmente para obras de saneamento básico e drenagem. O Brasil, como vários países em desenvolvimento, tem um enorme déficit no setor. Focalizando somente as obras de saneamento, pode-se ter uma idéia da demanda de investimento neste setor a partir dos dados publicados pelo Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNISS) do Ministério das Cidades (MINISTÉRIO DAS CIDADES, 2008) apresentados na Tabela 6.1. Nesta tabela são apresentados os índices de atendimento de água e esgoto por região. Estes índices são calculados pela relação entre a população atendida pelo serviço e a população total da região. Percebe-se que o índice de atendimento de água apresenta valores bem razoáveis, à exceção da região Norte e Nordeste. Já o índice de atendimento de esgoto apresenta valores bem mais baixos e, menores ainda são os índices de tratamento dos esgotos gerados. Como não é possível tratar esgoto não coletado, fica claro que há uma forte necessidade de se ampliar o sistema de coleta para que se possa garantir um nível maior de tratamento dos esgotos.

Tabela 6.1 – Índices de atendimento de serviços de água e esgoto dos prestadores de serviço participantes do SNIS em 2008 (Ministério das Cidades, 2008).

Região	Índice de atendimento (%)				Índice de tratamento dos esgotos gerados (%)
	Água		Coleta de esgotos		
	Total	Urbano	Total	Urbano	Total
Norte	57,6	72,0	5,6	7,0	11,2
Nordeste	68,0	89,4	18,9	25,6	34,5
Sudeste	90,3	97,6	66,6	72,1	36,1
Sul	86,7	98,2	32,4	38,3	31,1
Centro-oeste	89,5	95,6	44,8	49,5	41,6
Brasil	81,2	94,7	43,2	50,6	34,6

A falta de tratamento de esgotos sanitários causa enormes prejuízos à sociedade brasileira. O Instituto Trata Brasil, da Fundação Getúlio Vargas, estimou que o investimento no setor possibilitaria uma economia de R\$ 745 milhões anuais em internação para o Sistema Único de Saúde, sendo 40%

deste valor para a região Nordeste, 31,3% para o Sudeste, 16% para o Sul e o restante para o Norte e Centro-Oeste (INSTITUTO TRATA BRASIL, 2010). Isto acarretaria também num aumento na produtividade média do brasileiro, dado que diminuiria o número de afastamentos do trabalho por problemas de saúde associados à falta de saneamento. Além disso, o tratamento de esgoto traria conseqüências positivas diretas a vários outros setores como o turismo e, principalmente, cooperaria para reduzir o impacto ambiental produzido pela sociedade brasileira.

Um aspecto importante que deve ser ressaltado é a elevada competitividade do produto tubo de concreto. Em estudo desenvolvido por Viñolas, Aguado e Rosa (2009), compararam-se tubos de plástico e de concreto com quatro diâmetros (400 mm, 800 mm, 1200 mm e 2000 mm) em termos do grau de sustentabilidade da alternativa tecnológica. Por isso, foi feita uma análise de valor abordando vários aspectos segundo a metodologia Modelo Integrado de Valor para Avaliações de Sustentabilidade (AGUADO et al., 2006), cujos princípios básicos são os seguintes:

- a) Limites do sistema: fixa-se um eixo temporal, os componentes e os aspectos gerais que deverão ser levados em conta em uma análise matricial (Figura 6.1);
- b) Árvore de tomada de decisão: ordena-se de forma ramificada todos os aspectos que devem ser estudados. Nas primeiras ramificações aparecem os aspectos mais gerais (requisitos), nos seguintes níveis os critérios e sub-critérios e na última ramificação aparecem os aspectos mais concretos (indicadores);
- c) Funções de valor: para cada um dos indicadores se deve criar uma função de valor que transformará as unidades de medida deste indicador em uma unidade adimensional entre 0 e 1;
- d) Pesos: são atribuídos pesos ou importância relativa aos indicadores de um mesmo critério, dos critérios de um mesmo requisito e dos requisitos;
- e) Valor das alternativas: são calculados os valores imediatos e a longo prazo das alternativas;

- f) Análise de sustentabilidade: faz-se então uma análise de sustentabilidade com a metodologia que permite comparar o desempenho das alternativas analisadas.

O modelo proposto faz análise do ciclo de vida que, no caso específico abordou as seguintes fases (VIÑOLAS; AGUADO; ROSÁ, 2009):

- a) A extração de materiais para a fabricação do tubo;
- b) A fabricação do tubo;
- c) O transporte do tubo até o local de aplicação;
- d) A colocação do tubo em obra;
- e) O preenchimento da vala;
- f) O uso da tubulação;
- g) A reconstrução.

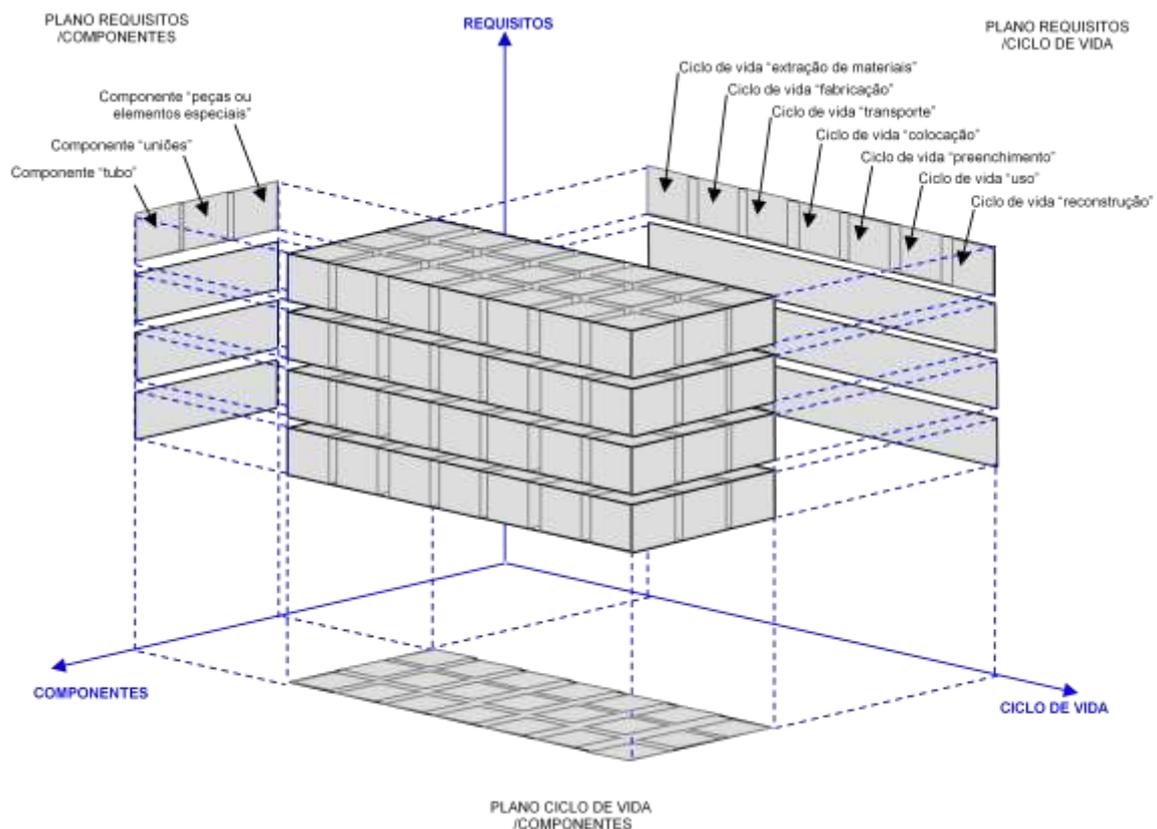


Figura 6.1 – Representação espacial dos limites do sistema utilizado por Viñolas, Aguado e Rosa (2009) para a avaliação da sustentabilidade dos tubos destinados a obras de saneamento.

O impacto ambiental foi avaliado, fundamentalmente, pela emissão de CO₂ e pelo consumo de energia. A valoração de cada um dos aspectos analisados teve seu peso discutido em reuniões que envolveram pessoas

estratégicas na tomada de decisão sobre a tecnologia, incluindo aí os administradores dos sistemas de drenagem e esgoto. Com isto, foi possível levantar os resultados de pontuação para as alternativas enfocadas na análise, considerando condições ideais, medianas e ruins de consumo de água e sensibilidade meio-ambiental. Na Figura 6.2, está apresentado o gráfico para condições medianas a título de exemplo. Concluiu-se que o tubo de concreto é mais competitivo que os tubos de plástico. Esta competitividade é tão maior quanto maior for o diâmetro do tubo devido, em parte, à maior rigidez que a peça consegue manter ao longo do tempo e com menores impactos no entorno. Isto faz com que os tubos de plástico demandem muito maior capacidade resistente do terreno do entorno, para garantia da rigidez do sistema, o que torna este componente muito mais exigente em termos do controle de execução do serviço (VIÑOLAS et al., 2010).

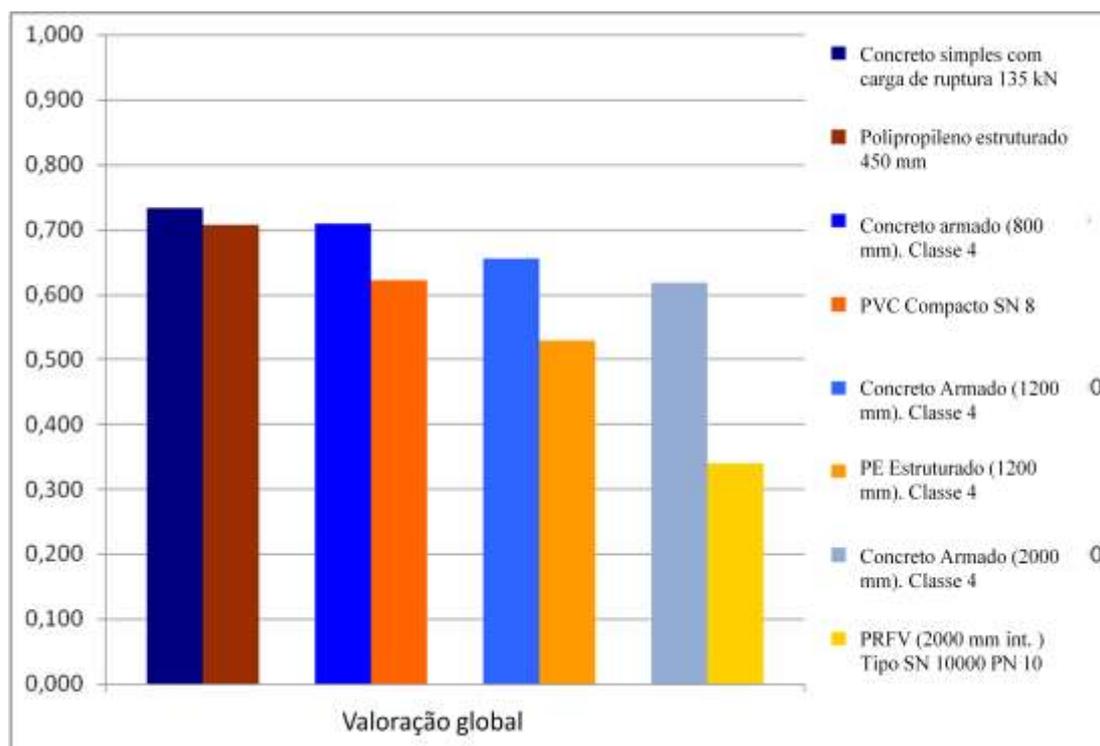


Figura 6.2 – Valoração global do grau de sustentabilidade para diferentes alternativas de tubulações de obras de saneamento em condições médias obtida por Viñolas, Aguado e Rosa (2009).

O desempenho dos tubos plásticos em termos de sustentabilidade se aproxima dos tubos de concreto apenas para os menores diâmetros. No entanto, esta análise não levou em conta a eficácia do reforço fibras para esta situação, onde se consegue trabalhar com consumos bem reduzidos (item

6.4.3), tornando-a mais competitiva (de la FUENTE et al., 2011e potencialmente mais durável (item 6.7).

Como os recursos públicos são escassos e a demanda de serviços públicos com instalação de sistemas de coleta de esgoto é grande, há que se procurar alternativas mais competitivas e, simultaneamente, tentar otimizar sua aplicação de modo a ampliar o potencial de utilização destes recursos. Com este panorama, fica clara a necessidade de investimento de pesquisa no setor, de modo a propiciar a execução de redes de saneamento básico mais econômicas e duráveis. Neste sentido, foram desenvolvidas pesquisas enfocando os tubos de concreto com a intenção de verificar alternativas técnicas que os tornassem mais competitivos e duráveis. Dentre estas alternativas, está a utilização do reforço de fibras para os tubos que vêm sendo avaliados sob o ponto de vista tecnológico há algum tempo (RAMOS, 2002; CHAMA NETO e FIGUEIREDO, 2003; FUGII, 2008). Isto também ocorre porque as pesquisas com tubos de concreto possibilitam, com a otimização do seu processo de produção, obter grandes ganhos econômicos devido à sua característica de produção em série e em grandes quantidades de componentes idênticos. Com isto, qualquer redução de custo na produção de um tubo terá seu valor multiplicado pelas unidades necessárias para a produção de uma nova linha de saneamento.

Além das pesquisas tecnológicas, ocorreram também outras enfocando a análise estrutural (SILVA, EI DEBS, BECK, 2008), dado o potencial de avaliação de modelos que o tubo oferece (item 6.6). Isto ocorre porque os estudos experimentais com tubos trazem a possibilidade de integrar os modelos numéricos de previsão de comportamento com os modelos de controle de execução e de controle do material com maior facilidade. Isto ocorre porque os tubos de concreto têm uma função estrutural, pois precisam suportar as cargas de aterro e móveis que poderão incidir sobre ele. No entanto, o controle dos tubos é feito com a concepção de um componente, ou seja, controla-se a peça estrutural como um todo e não os materiais básicos que serão utilizados na sua execução. Assim, a estrutura do tubo de concreto pode servir como subsídio interessante para a validação de modelos que tornem a aplicação do CRF uma tecnologia melhor desenvolvida do ponto de vista de engenharia. Ou seja, atinja uma condição de trabalho bem

estabelecida por normas, inclusive como acontece na descrita situação do concreto armado convencional (Capítulo 1). Isto porque o tubo tem esta facilidade de ser ensaiado em escala real e comprovar a fiabilidade de um modelo proposto, o que equivale dizer que cada tubo ensaiado poderá contribuir para a validação de um modelo de dimensionamento (de la FUENTE et al., 2010; de la FUENTE et al. 2011).

Apesar de a própria normalização brasileira prever a utilização de tubos de concreto reforçados com fibras desde 2007 (ABNT NBR 8890, 2007; FIGUEIREDO; CHAMA NETO, 2007), a sua aplicação prática ainda é muito insipiente no Brasil. Isto ocorre em virtude de algumas razões, porém, pode-se destacar como uma das principais as dúvidas tecnológicas que persistem no mercado. As pesquisas já desenvolvidas no mundo e no Brasil a respeito dos concretos reforçados com fibras não são muito abrangentes e, na prática, este tipo de reforço ainda pode ser encarado como uma inovação tecnológica para o caso dos tubos, dado que poucos estudos foram divulgados. Assim, este capítulo tem como objetivo apresentar o novo enfoque para a avaliação do comportamento dos tubos de CRFA desenvolvido pelo autor e demonstrar que, através deste novo enfoque, é possível ampliar o potencial futuro de aplicação do tubo de CRF. Para isso, deve-se ter em conta como é o contexto tecnológico atual da aplicação da fibra como reforço destes tubos, o que está mais bem discutido nos próximos três itens.

6.1 Fabricação

Para se entender as vantagens de aplicação das fibras na produção de tubos é importante ter certo conhecimento do sistema de produção destes componentes. Os tubos de concreto são normalmente produzidos em indústrias especializadas, dado que depende de equipamentos específicos. Estes equipamentos constam de fôrmas e um sistema de alimentação e compactação da mistura de concreto. A produção dos tubos de concreto armado nas indústrias segue basicamente os seguintes passos:

- a) Montagem da armadura
- b) Posicionamento da armadura na fôrma de concreto
- c) Colocação da fôrma no equipamento de moldagem e adensamento do tubo

- d) Pesagem do material
- e) Transporte das matérias primas a um misturador (betoneira)
- f) Alimentação da fôrma com compactação simultânea do material
- g) Remoção da fôrma da máquina de produção dos tubos
- h) Desforma do tubo
- i) Cura do tubo em pátio específico
- j) Armazenamento
- k) Transporte

A montagem da armadura pode ser realizada manualmente (Figura 6.3^a) ou utilizando equipamentos automatizados (Figura 6.3b). Para que estas atividades sejam possíveis, naturalmente se faz necessária a existência de uma área de armazenamento dos fios e de montagem da armadura, de mão de obra e de equipamentos específicos conforme o caso. O posicionamento da armadura na fôrma deve ser precedido da colocação de espaçadores, de modo a garantir um cobrimento mínimo do aço dentro do concreto (Figura 6.4a).

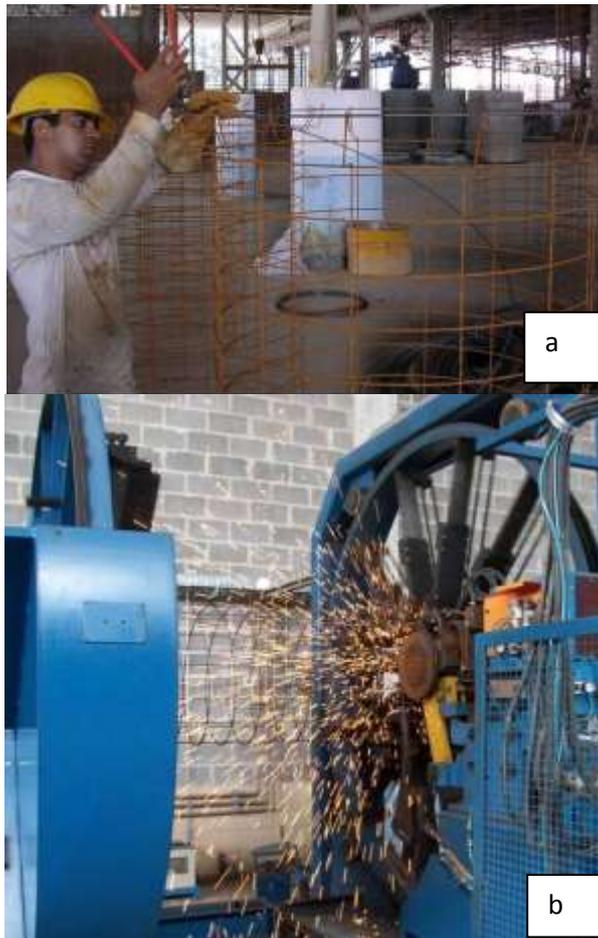


Figura 6.3 – Montagem manual (a) (Figueiredo, 2005d) e produção automatizada (b) (Figueiredo, 2010b) da armadura de reforço de um tubo de concreto.



Figura 6.4 – Fixação de espaçadores (a) (Figueiredo, 2010c) e colocação da armadura na fôrma apoiada no anel metálico de fundo (b) (Figueiredo, 2010d).

A armadura é posicionada na fôrma sobre um anel que serve de base para a produção do componente, como uma tampa inferior (Figura 6.4b). Este anel permanece como apoio do tubo recém desformado até que o mesmo tenha resistência mecânica suficiente para ser transportado para o pátio de armazenamento. A fôrma propriamente dita envolve apenas a parte lateral externa do tubo e é removida logo após sua moldagem (Figura 6.4b). Uma vez montado o conjunto formado pela fôrma e armadura, o mesmo é posicionado na máquina de produção dos tubos (Figura 6.5a). A seguir, o concreto é lançado através de uma esteira de alimentação (Figura 6.5b). Existem vários sistemas de moldagem dos tubos, mas os dois mais utilizados são o sistema vibro-prensado ou o sistema de compressão radial. Uma das principais diferenças nos processos é o sistema utilizado para a compactação do material. Este sistema pode ser constituído pelos roletes do sistema radial, conforme o apresentado na Figura 6.6a. O sistema vibro-prensado utiliza um núcleo dotado de um vibrador e uma cabeça de compressão que atua na parte superior do tubo após o preenchimento total da fôrma (Figura 6.6b).



Figura 6.5 – Posicionamento da fôrma na máquina de produção dos tubos (a) (Figueiredo, 2010e) e lançamento do concreto (b) (Figueiredo, 2010f).



Figura 6.6 – Sistemas utilizados para a compactação do concreto no interior da fôrma pelo sistema de compressão radial (a) (Figueiredo, 2010g) e vibro-prensado (b) (Figueiredo, 2010h).

O conjunto formado pela fôrma externa, tubo recém moldado e anel inferior é então removido da máquina de produção. Este conjunto é então apoiado onde o componente permanecerá durante a cura (Figura 6.7a) e a parte externa da fôrma é então removida (Figura 6.7b). Após o período de cura adequado, o tubo é removido para o pátio onde será estocado (Figura 6.8) até o momento da expedição.



Figura 6.7 – Posicionamento do tubo recém moldado no local onde permanecerá em cura (a) (Figueiredo, 2010i) e desfôrma (b) (Figueiredo, 2010j).



Figura 6.8 – Pátio de armazenamento dos tubos de concreto na fábrica (Figueiredo, 2005e).

Quando se utiliza fibras na produção do tubo a primeira e mais evidente mudança que ocorre no processo é a eliminação das etapas de montagem e posicionamento da armadura. Isto claramente gera um ganho de mão-de-obra, equipamento e espaço na área produtiva. Além disso, o processo de moldagem dos tubos passa a ser mais rápido, pois o preenchimento da fôrma não é dificultado pela presença da armadura na entrada do concreto (Figura 6.9). Com isto, se ganha em velocidade de produção e redução dos custos de energia e aqueles associados ao desgaste/manutenção do equipamento.



Figura 6.9 – Armadura posicionada na fôrma que reduz a velocidade de entrada do material(Figueiredo, 2010k).

Outra grande vantagem da fibra é a redução do número de perdas durante as fases de armazenamento, transporte e aplicação dos tubos. No estudo desenvolvido por Figueiredo e Chama Neto (2006) em cooperação com uma fábrica de tubos de concreto, verificou-se o efeito da utilização de baixos teores de fibras na redução de perdas de tubos por danos gerados no armazenamento, transporte e aplicação do componente. Os tubos foram produzidos utilizando os mesmos materiais e equipamentos utilizados para a produção de tubos convencionais de concreto sem fibras, sem alteração alguma no processo. A avaliação da adequação do uso de fibras de aço em baixos consumos para redução das perdas foi feita com a simples adição de fibras num lote de tubos de concreto para águas pluviais, classe PS1 (item 6.3.2). Esta classe de tubo é composta por tubos simples destinados a obras de drenagem (ABNT NBR 8890, 2007). Utilizou-se uma fibra de aço AI, colada, com 60 mm de comprimento e fator de forma de 80. As quebras de tubos durante a fabricação, manuseio, transporte e aplicação são da ordem de 3%, rotineiramente, para as condições da fábrica em questão. Foram moldados 150 tubos de 1500 mm de comprimento e diâmetro nominal de 600 mm, classe PS1, com consumo de fibra de 5 kg/m^3 e 50 tubos de mesmo diâmetro nominal e classe, mas com um consumo de 10 kg/m^3 da mesma fibra. Os tubos foram enviados às obras correntes e acompanhou-se a ocorrência de perdas por quebra e rejeição por fissuração ou qualquer outro tipo de dano similar.

Todos os tubos foram submetidos aos mesmos procedimentos de produção, estocagem, transporte e aplicação e não se constatou nenhuma perda no processo. Isto é, não se observou nenhum dano em qualquer um dos

tubos produzidos que dessem causa para sua rejeição, com ambos os consumos utilizados (FIGUEIREDO; CHAMA NETO, 2006). Como a taxa histórica de perdas da fábrica é, de 3%, era de se esperar que cerca de três a cinco tubos apresentassem alguma forma de dano dentre os 150 produzidos. Como não foi verificada nenhuma perda, pode-se concluir que as fibras contribuíram efetivamente para a redução das mesmas durante o processo de produção, armazenamento, transporte e lançamento em campo desses tubos. Como o volume produzido foi pequeno, devido às limitações de custos envolvidos num estudo experimental deste porte, não se pode afirmar que a amostragem foi de todo significativa para garantir que a utilização das fibras elimina totalmente as perdas durante o manuseio dos tubos. No entanto, é seguro afirmar que a utilização de baixos teores de fibras reduz consideravelmente o número de tubos rejeitados. No caso dos tubos reforçados com fibras, a norma atual exige um teor mínimo de 20 kg/m^3 , ou seja, bem mais que os 5 kg/m^3 utilizados no experimento. Assim, neste caso é razoável esperar que as perdas sejam praticamente eliminadas. No caso dos tubos simples, o uso da fibra para a redução de perdas deve ser quantificado em relação ao número de tubos perdidos em média. Isto ocorre porque o aumento de custo originado pela adição da fibra não deve superar os custos de produção dos tubos rejeitados nas obras por danos deste tipo. Outras vantagens das fibras estão associadas ao comportamento mecânico do componente, o que está melhor discutido no item 6.4.

No entanto, o uso das fibras não traz apenas vantagens para a produção dos tubos. Um dos possíveis problemas é o aumento das atividades de acabamento pós-desfôrma. Isto ocorre porque, normalmente, um número razoável de fibras fica exposto na região da ponta do tubo (Figura 6.10a), o que traz um sério risco de ferimento para o pessoal que irá manipular o componente, além de prejudicar as borrachas de vedação que são ali posicionadas para os tubos de esgoto. Este problema é mais freqüente em máquinas radiais ou centrifugadas (FIGUEIREDO, 2008c). Quando isto ocorre é necessária a realização de atividades de acabamento no local, com remoção das fibras, o que pode ser feito manualmente (Figura 6.10b). A adição das fibras pode gerar a necessidade de vários ajustes na mistura e nos equipamentos para garantir a moldabilidade das peças. Isto ocorre porque o

concreto dos tubos é muito consistente e coeso, pois deve garantir a geometria da peça por sua própria consistência e coesão, dado que o componente é desformado imediatamente após a moldagem.



Figura 6.10 – Fibras expostas na região da ponta do tubo (a) (Figueiredo, 2010l) e serviço de acabamento da região com remoção das fibras (b) (Figueiredo, 2010m).

Pode ocorrer também uma maior dificuldade para reciclar os tubos não conformes. Tubos simples ou mesmo os convencionalmente armados são rompidos manualmente sendo o aço reaproveitado como sucata e o resíduo de concreto é, em alguns casos, reciclado e aproveitado para a produção de componentes de menor demanda de desempenho. De qualquer forma, a produção dos tubos com fibras acaba sendo mais ágil e com menores custos de produção.

6.2 Trabalhabilidade do compósito

Além do efeito de contenção de fissuração no concreto endurecido, a adição de fibras altera as condições de consistência do concreto e, conseqüentemente, a sua trabalhabilidade conforme já discutido no item 3.3. O

ganho de coesão que se obtém para a mistura quando se adicionam fibras pode contribuir para a manutenção da geometria da peça após a desforma. No entanto, isto também pode acarretar alguns problemas práticos durante a execução dos tubos. Um exemplo disto foi relatado por Figueiredo (2008c) que descreveu o bloqueio da saída do silo de concreto para a correia transportadora que alimentava a fôrma (Figura 6.11). Como o concreto não teve qualquer alteração em seu traço a não ser o acréscimo de fibras, houve uma redução da fluidez da mistura. Isto gerou uma grande dificuldade para o concreto sair do silo travando o sistema. Este tipo de dificuldade poderá ocorrer mais repetidamente nos casos onde se utiliza um elevado consumo de fibras, ou onde o sistema utilizado para a moldagem dos tubos venha a apresentar uma série de singularidades que restrinjam a movimentação da mistura.



Figura 6.11 – Situação em que houve bloqueio da movimentação da mistura destinada à moldagem de um tubo de concreto devido a adição de fibras sem ajuste do traço (Figueiredo, 2008c).

Durante a execução dos tubos pode ocorrer o surgimento dos chamados ouriços, pois são mais freqüentemente observados em concretos mais secos, conforme já discutido no item 3.3. Os ouriços são bolas formadas por fibras aglomeradas, que podem ser formadas por fibras de aço ou macrofibras poliméricas, como é o caso apresentado na Figura 6.12. No caso da ocorrência

de ouriços no concreto, serão produzidos não só uma redução do teor de fibra homogeneamente distribuído, como também um grande risco de bloqueio do sistema de transporte e alimentação da mistura. Além disso, caso este ouriço passe despercebido e venha a ser incorporado no tubo, haverá, inevitavelmente, o surgimento de um defeito grave no componente que provocará uma perda de estanqueidade e capacidade resistente do mesmo. Fibras de maior fator de forma produzem um maior risco de formação de ouriços. Além disso, se a fibra é adicionada à betoneira de maneira descuidada, virando-se o saco ou caixa de fibras de uma só vez, por exemplo, o risco será muitas vezes maior. Assim, recomenda-se que a fibra seja lançada em taxas controladas junto com os agregados, homogeneizando a mistura antes do lançamento do cimento. Uma alternativa para minimizar esse efeito é a utilização das fibras coladas em pentes (Figura 2.1c). Quando são misturados ao concreto, os pentes têm as suas colas dissolvidas, permitindo uma homogeneização facilitada para o compósito. Mesmo o concreto dos tubos sendo um material de consistência seca, isto não impede que as fibras coladas sejam utilizadas na sua produção (FIGUEIREDO, 2008c).



Figura 6.12 – Ouriço formado por macrofibras poliméricas mal misturadas ao concreto destinado à execução de tubos (Figueiredo, 2010n).

O aparecimento de fibras em grande quantidade na superfície da lateral do tubo também é indesejável. Isto pode ocorrer de maneira mais freqüente em tubos produzidos em máquinas radiais onde a energia de compactação é

menor e não existe a vibração da superfície da fôrma que facilita o envolvimento da fibra superficial pela pasta de cimento. Nestes casos, deve-se procurar um melhor ajuste de traço que permita o embutimento da fibra na matriz. Com um traço adequado e uma energia mínima de compactação sendo aplicada ao material é possível obter excelente nível de acabamento superficial para o componente, conforme o apresentado na Figura 6.13.



Figura 6.13 – Tubo de CRF apresentando bom acabamento superficial (Figueiredo, 2008c).

O aumento de coesão gerado pela fibra poderá dificultar própria moldagem do componente, gerando vazios que o sistema de vibração tem dificuldade de eliminar (Figura 6.14). Além disso, a própria operação de desfôrma também pode ser dificultada, dado que poderá significar uma maior tensão aplicada ao material no momento do saque da fôrma metálica. Assim, quando se dá início ao uso de fibras em uma planta industrial, deve-se proceder a uma série de ajustes da mistura e mesmo do equipamento. O objetivo principal neste caso é a minimização das perdas ocasionadas pelo bloqueio do equipamento ou mesmo a fissuração do tubo durante as operações de saque da fôrma (Figura 6.15). Além disso, o aumento da coesão, sem o

devido ajuste do traço da mistura, poderá implicar num maior gasto energético para a compactação do material durante os procedimentos de moldagem. Se o equipamento tiver dificuldades em proporcionar este maior nível de energia de compactação ou se este cuidado for ignorado, poderá haver falhas na compactação do componente, o que também comprometerá sua estanqueidade e capacidade resistente. A solução para isto é normalmente encontrada pelo sistema de tentativa e erro pela falta de modelos reológicos adequados que contribuam para o melhor projeto da mistura. Esta é mais uma área interessante de pesquisa futura sobre o assunto.



Figura 6.14 – Região com falta de pasta de um tubo de CRF junto à região da bolsa originado pelo aumento de coesão proporcionado pela adição de fibra (Figueiredo, 2010o).



Figura 6.15 – Fissuração de tubo de CRF junto à região da bolsa devido ao aumento de coesão proporcionado pela adição de fibra (Figueiredo, 2010p).

6.3 A normalização específica

Como comentado anteriormente, apesar das pesquisas desenvolvidas e da existência de norma específica, ainda não houve difusão do uso das fibras neste setor. Um dos motivos que podem estar associados a esta dificuldade é a mudança da concepção da norma quando da utilização das fibras (FIGUEIREDO; CHAMA NETO, 2007). Estas mudanças geraram uma resistência à aceitação da norma por parte dos participantes da cadeia produtiva e de gestão das obras de saneamento. Assim, é útil entender as diferenças nos níveis de exigência, bem como da metodologia de avaliação do componente, para que se possa compreender melhor como as pesquisas estão sendo orientadas para a continuidade de desenvolvimento desta aplicação específica dos concretos com fibras. Assim, o foco deste item são os aspectos da norma que dizem respeito ao uso das fibras de aço como reforço (FIGUEIREDO; CHAMA NETO, 2007).

A norma brasileira de tubos de concreto NBR 8890 - *Tubo de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários*, foi publicada em 2007 já contemplando o uso de fibras de aço como reforço, mesmo não havendo qualquer aplicação prévia deste tipo de componente. Esta situação peculiar ocorreu pelo fato da compra de tubos de concreto ser realizada, principalmente, por parte de órgãos públicos e governamentais. Estes órgãos devem se valer de um edital de concorrência ou licitação. Com isto, apenas tubos regularmente normalizados são passíveis de serem comprados. Assim, a partir dos estudos desenvolvidos anteriormente (CHAMA NETO, 2002; RAMOS, 2002; FIGUEIREDO et al, 2007) e da existência de norma européia NBN EN1916 *Concrete pipes and fittings, unreinforced, steel fibre and reinforced* (2002) que já contemplava o uso de fibras, foi possível elaborar uma norma brasileira sobre o assunto (ABNT NBR 8890, 2007).

Esta nova norma de tubos de concreto para água pluvial e esgoto pode ser considerada uma das grandes conquistas brasileiras nesta área da tecnologia do concreto. Afinal, esta é a primeira norma brasileira a regular a aplicação do produto, tendo sido desenvolvida de maneira concomitante à norma de especificação da fibra de aço para reforço do concreto (FIGUEIREDO et al., 2008; FIGUEIREDO, 2008a). Em função disso, sua

concepção pode ser considerada como conservadora em relação à normalização internacional, dado que apresenta um nível de restrição maior para o uso da fibra em relação ao que se pratica na Europa (NBN EN1916, 2002). Isto ocorreu porque as limitações técnicas, que se evidenciam durante a aplicação em larga escala, não puderam ser avaliadas previamente.

6.3.1 Concepção da norma para o uso das fibras

A nova norma de tubos de concreto para água pluvial e esgoto, define que aqueles produzidos com o uso de fibras de aço sejam considerados como tubos armados, ou seja, podendo ser utilizados nas mesmas condições que os que são armados com fios e telas de aço. No entanto, estes tubos devem ser identificados como reforçados com fibras, não podendo ser utilizados no lugar de tubos convencionalmente armados sem prévia qualificação específica. A prática rotineira de omissão da realização dos procedimentos de controle de aceitação dos tubos é também outra fonte de dúvidas que dificulta a implantação mais abrangente do CRF na produção dos tubos. A norma, inclusive prevê todo um plano de controle dos tubos que chegam à obra, tanto no que se refere às tolerâncias dimensionais, defeitos e, fundamentalmente, capacidade resistente dos mesmos, a qual é medida através do ensaio de compressão diametral.

Os tubos reforçados com fibras seguem, segundo a norma, a mesma classificação adotada para os tubos de concreto armado convencional. Esta classificação é feita, basicamente, pela carga de fissura, no caso dos tubos armados, ou carga mínima isenta de dano, para o caso dos tubos reforçados com fibras. Estas cargas são determinadas no ensaio de compressão diametral e, para melhor entendimento, o procedimento de norma será descrito e comentado no próximo item.

6.3.2 Classes de resistência

Como os tubos trabalham enterrados, invariavelmente têm que apresentar uma resistência mecânica compatível com as cargas às quais

estará submetido. Dentre essas cargas atuantes estão a carga fixa do solo do aterro e as sobrecargas originadas de sua execução, além das possíveis cargas móveis quando as linhas de coleta de esgoto ou de águas pluviais são executadas sob alguma via. Dessa forma, a normalização brasileira e internacional classifica os tubos por sua capacidade resistente, que é determinada no ensaio de compressão diametral. O ensaio de compressão diametral de tubos é muito similar ao utilizado para determinação da resistência à tração do concreto em corpos-de-prova cilíndricos. Consiste no apoio do tubo em cutelos de madeira inferiores e o carregamento do componente a partir de um cutelo superior articulado, conforme está esquematicamente apresentado na Figura 6.16 e se pode observar na Figura 6.17. A norma prevê dois procedimentos diferentes para a qualificação dos tubos, sejam eles armados convencionalmente ou com fibras.

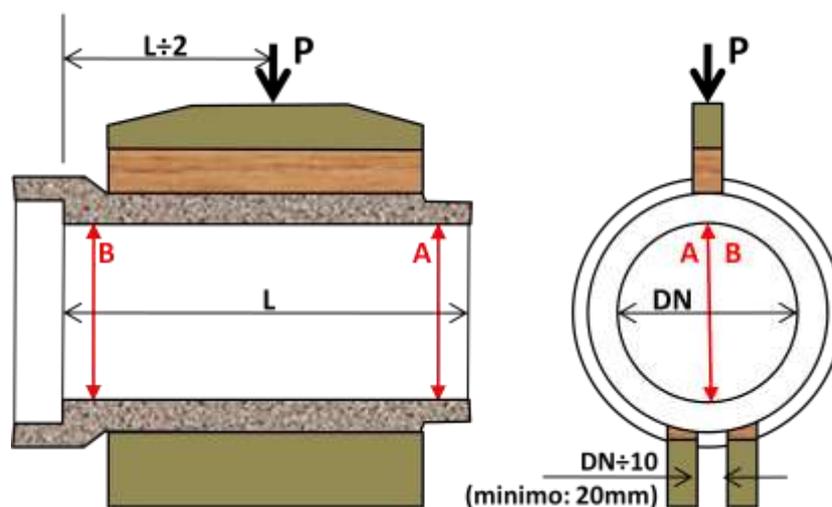


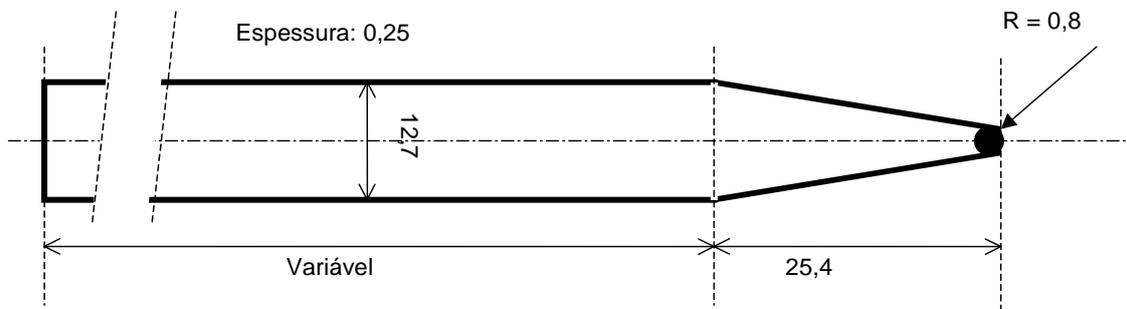
Figura 6.16 – Esquema mostrando a seção longitudinal e a seção transversal do ensaio de compressão diametral de três cutelos para avaliação das classes de resistência dos tubos de concreto (Figueiredo; Chama Neto, 2008).

Apesar de algumas diferenças, o princípio básico do ensaio de compressão diametral é muito similar para ambos os tipos de reforço. O nível das exigências é praticamente o mesmo, podendo-se afirmar, no entanto, que é um pouco mais exigente quando do uso de fibras. No ensaio para tubo convencionalmente armado submete-se o componente a um carregamento contínuo até a sua ruptura e não se exige nada além da determinação da carga de fissura e da carga de ruptura. A carga de fissura é definida como a carga necessária para que o tubo apresente uma fissura com abertura de 0,25 mm e 300 mm de comprimento ou mais. A abertura da fissura é medida através de

uma lâmina padrão feita em chapa de aço de 0,2 mm de espessura e largura de 12,7 mm, afinada na ponta para 1,6 mm, como o apresentado na Figura 6.18. Considera-se que a fissura atingiu 0,25 mm de abertura quando a ponta da lâmina padrão penetrar sem dificuldade 1,6 mm em alguns pontos distribuídos na distância de 300 mm. A carga de ruptura é a máxima obtida durante a realização do ensaio.



Figura 6.17 – Tubo de CRF sendo submetido ao ensaio de compressão diametral (Figueiredo; Chama Neto, 2008).



Medidas em mm

Figura 6.18 – Lâmina padrão para medida de abertura de fissura 0,25 mm recomendada pela norma ABNT NBR 8890 (2007).

O ensaio especificado pela norma para qualificar os tubos com fibras de aço consiste no procedimento esquematizado na Figura 6.19. Inicialmente, o tubo é carregado de forma contínua até atingir uma carga equivalente a dois terços da carga de ruptura especificada para a sua classe. Esta carga deve ser mantida por um minuto. Nesta situação, o tubo não poderá apresentar qualquer dano oriundo deste carregamento. Por esta razão, esta carga foi denominada como carga mínima isenta de dano, e é equivalente à carga de fissura

especificada pela norma para os tubos convencionalmente armados. Caso o tubo passe pela verificação durante a carga mínima isenta de dano sem apresentar qualquer alteração visível, ele deverá ser carregado até que se atinja a sua carga máxima, sendo esta registrada imediatamente. Após a carga cair a 95% da carga máxima registrada, deve-se retirar totalmente o carregamento aplicado e re-aplicar uma carga de dois terços da carga especificada para a ruptura (equivalente à carga de fissura) e mantê-la por mais um minuto. Neste momento deve-se verificar se o tubo apresenta capacidade de suporte residual pós-fissuração para a carga mantida nesta situação.

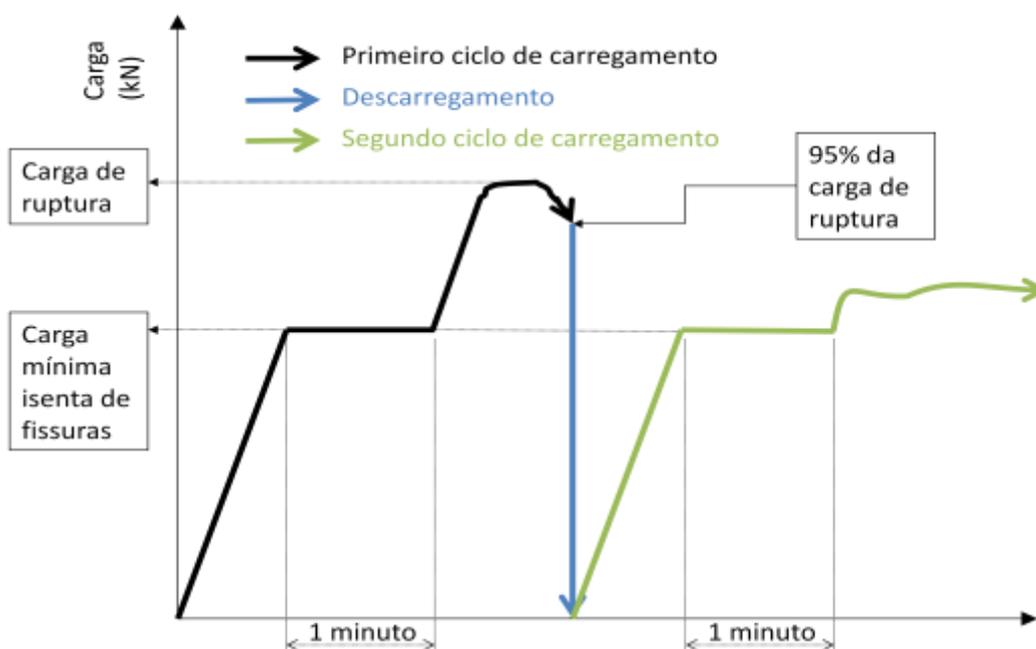


Figura 6.19 – Esquema do plano de carregamento proposto para o ensaio de compressão diametral de tubos de concreto reforçados com fibras de aço proposto pela ABNT NBR 8890 (2007).

Caso o tubo não consiga atingir ou manter a carga de fissura no re-carregamento o mesmo deve ser rejeitado. No caso do tubo suportar este esforço aplicado, a norma brasileira exige que se dê continuidade ao carregamento do tubo medindo-se a carga máxima atingida nesta etapa de carregamento pós-fissuração. A carga máxima atingida nesta etapa não deve ser inferior a 105% da carga mínima isenta de dano. Esta exigência é exclusiva da norma brasileira, pois a norma europeia considera o ensaio encerrado quando da verificação da capacidade do tubo suportar a carga mínima isenta de dano durante o re-carregamento.

Vale ressaltar que a proporção de dois terços entre a carga mínima isenta de dano e a carga de ruptura dos tubos reforçados com fibras é idêntica à relação entre carga de fissura e de ruptura para os tubos de concreto com armadura convencional. Assim, a norma prevê cargas idênticas de classificação dos tubos. No entanto, a carga de classificação dos tubos reforçados com fibras exige isenção de dano, enquanto os tubos convencionalmente armados poderão apresentar fissuras com aberturas de até 0,25 mm. Dessa forma, a norma acabou sendo mais rigorosa para os tubos reforçados com fibras. Isto é compatível com a premissa conservadora adotada por se estar introduzindo uma nova tecnologia no mercado. Apesar de se prever uma maior durabilidade para os tubos de concretos com fibras do que para os convencionalmente armados devido ao fato das fibras serem mais resistentes à corrosão eletrolítica, esta postura conservadora da norma irá cooperar para uma vida útil ainda maior dos sistemas executados com esta nova tecnologia.

Como exemplo, tubos classificados como EA2, com um diâmetro nominal de 800 mm, deverão apresentar uma carga de ruptura mínima de 72 kN/m. Caso os tubos possuam um comprimento de 2 m, tem-se uma carga máxima total de 144 kN. A carga de fissura, correspondente aos dois terços dessa carga máxima ou de ruptura, será então 96 kN. Assim, no ensaio dos tubos com fibras, os mesmos terão de suportar 96 kN durante um minuto sem apresentar qualquer tipo de dano. A carga máxima medida durante o ensaio no primeiro ciclo deverá ser superior a 144 kN. E a carga máxima pós-fissuração não deverá ser inferior a $1,05 \times 96$ kN, que corresponde a 100,8 kN. Para melhor visualização das classificações é conveniente observar a Tabela 6.2 reproduzida da norma, onde as classes são definidas para os dois tipos de tubos.

Tabela 6.2 – Cargas mínimas de compressão diametral de tubos armados e/ou reforçados com fibras de aço segundo o especificado pela norma ABNT NBR 8890 (2007).

DN	Água pluvial								Esgoto sanitário					
	Carga mínima de-fissura (tubos armados) ou carga isenta de dano (tubos reforçados com fibras) kN/m				Carga mínima de ruptura kN/m				Carga mínima de fissura (tubos armados) ou carga isenta de danos (tubos reforçados com fibras) kN/m			Carga mínima de ruptura kN/m		
Classe	PA1	PA2	PA3	PA4	PA1	PA2	PA3	PA4	EA2	EA3	EA4	EA2	EA3	EA4
300	12	18	27	36	18	27	41	54	18	27	36	27	41	54
400	16	24	36	48	24	36	54	72	24	36	48	36	54	72
500	20	30	45	60	30	45	68	90	30	45	60	45	68	90
600	24	36	54	72	36	54	81	108	36	54	72	54	81	108
700	28	42	63	84	42	63	95	126	42	63	84	63	95	126
800	32	48	72	96	48	72	108	144	48	72	96	72	108	144
900	36	54	81	108	54	81	122	162	54	81	108	81	122	162
1 000	40	60	90	120	60	90	135	180	60	90	120	90	135	180
1 100	44	66	99	132	66	99	149	198	66	99	132	99	149	198
1 200	48	72	108	144	72	108	162	216	72	108	144	108	162	216
1 500	60	90	135	180	90	135	203	270	90	135	180	135	203	270
1 750	70	105	158	210	105	158	237	315	105	158	210	158	237	315
2 000	80	120	180	240	120	180	270	360	120	180	240	180	270	360

6.3.3 Demais exigências

Na norma de tubos de concreto existem outras exigências ligadas à utilização de fibras de aço como reforço dos tubos. Uma dessas exigências é a limitação da dimensão máxima do agregado graúdo a um terço da espessura do tubo. Existe também uma restrição ao tipo de fibra a ser utilizado no reforço estrutural dos tubos. A norma exige que estas devam ser de aço trefilado AI, com resistência mínima do aço de 1.000 MPa, com ancoragem em gancho e fator de forma mínimo de 40. Isto garante uma capacidade de reforço mínimo para o tubo dado que a resistência da fibra tem papel preponderante para isto, tal como já discutido no item 2.3.3.

A norma admite que surjam fibras aparentes na superfície externa do tubo, não definindo isto como causa de rejeição do mesmo. No entanto, não se admite fibras aparentes na superfície interna e na ponta do tubo, dado que isto pode comprometer o desempenho do componente. A norma também proíbe a remoção das fibras da superfície do tubo quando o concreto ainda está no estado fresco, o que é um equívoco, pois isto não compromete o

comportamento do tubo e facilita a condição de aplicação do componente. Este aspecto deverá ser revisto em uma próxima revisão da norma.

Os tubos produzidos com CRF deverão também atender a todos os requisitos estabelecidos para o concreto convencional, tais como a absorção de água, a estanqueidade e as tolerâncias dimensionais. Vale ressaltar que os requisitos de estanqueidade, medidos através de um ensaio que submete dois tubos acoplados a uma pressão interna de água (Figura 6.20), é mais facilmente atendido quando do uso de fibras do que quando se utiliza armadura convencional. Isto ocorre porque, no caso desta última os vazamentos, quando ocorrem, estão geralmente posicionados sobre os espaçadores utilizados na produção dos tubos.



Figura 6.20 – Tubos de concreto submetidos ao ensaio de estanqueidade conforme o preconizado pela norma ABNT NBR 8890 (2007) (Figueiredo, 2005f).

A norma também exige um consumo mínimo de fibras de 20 kg/m^3 , o que não elimina a avaliação de desempenho. Naturalmente, o desempenho do tubo será influenciado pelo teor de fibras. Assim, o teor adequado de fibras deve ser determinado a partir de um estudo de dosagem específico, como o que será apresentado no item 6.6. Além disso, o mesmo teor de fibras acaba por afetar diferentemente o desempenho dos tubos de diâmetros distintos (item 6.4.3). Por essa razão, a fixação de um único teor mínimo, independentemente do diâmetro do tubo, não é o caminho mais adequado. Vale ressaltar também que o consumo efetivo de fibras pode ser verificado em conjunto com o ensaio de determinação de absorção, conforme já discutido no item 3.4.

6.4 Comportamento mecânico

Da mesma forma como ocorre para o concreto convencional, o comportamento mecânico do tubo de CRF irá depender da interação entre a fibra e a matriz. Assim, os aspectos discutidos no capítulo 2 permanecem válidos. A diferença que ocorre para o caso do tubo é o fato de haver a necessidade de se avaliar o componente como um todo. As tentativas de correlação do comportamento do tubo com os resultados de tenacidade medidos em corpos-de-prova prismáticos falharam (CHAMA NETO, 2002; FUGII, 2008) devido às dificuldades de produção dos mesmos. Assim, os resultados de tenacidade em prismas moldados com os mesmos concretos utilizados na produção dos tubos ficam muito prejudicados. Isto ocorre pela própria dificuldade intrínseca do ensaio (item 2.1) como do próprio material que dificulta a moldagem até de corpos-de-prova cilíndricos (item 6.5.1). Dessa forma, foi desenvolvido um novo enfoque para a realização deste ensaio, conforme o apresentado no próximo item.

6.4.1 O ensaio de compressão diametral

Como foi visto no item 6.3.2, os tubos de concreto para obras de saneamento são classificados por sua classe de resistência e esta classe é determinada através do ensaio de compressão diametral. Assim, este ensaio passa a ser o principal elemento de avaliação do comportamento mecânico dos tubos de concreto com fibras de aço. No entanto, para que isto seja efetivo deve-se não se pode realizar o ensaio obedecendo estritamente a concepção da norma, porque isto dificulta a melhor compreensão do comportamento do componente (FIGUEIREDO; CHAMA NETO, 2008). Entre as ações que são necessárias para tal está a realização de um controle preciso das deformações diametrais. Neste sentido, foi proposta então a implantação de um sistema de controle eletrônico de carga e deslocamento para realização de ensaios de compressão diametral em tubos de CRFA (FIGUEIREDO; CHAMA NETO, 2003; FIGUEIREDO et al. 2007). O procedimento de carregamento do tubo durante o ensaio não é alterado em relação ao proposto pela norma (item 6.3.2). No entanto, o equipamento passa a ser dotado de um sistema de aquisição de dados compatível com as necessidades de levantamento das

curvas de carga por deslocamento diametral do componente, conforme o apresentado na Figura 6.21.



Figura 6.21 – sistema de monitoração do ensaio de compressão diametral de tubos de concreto (Figueiredo et al., 2007).

Para se obter uma maior confiabilidade e precisão dos resultados, implanta-se um sistema para medida das deformações dos tubos através de LVDTs, posicionados nas extremidades dos mesmos e apoiados na borda oposta conforme o apresentado na Figura 6.22. Com esta forma de posicionamento dos transdutores evita-se que deformações extrínsecas à peça ensaiada interfiram no resultado medido.



Figura 6.22 – configuração inicial do sistema de posicionamento dos LVDTs para medida contínua de deslocamento dos tubos de concreto (Figueiredo et al., 2007).

Na Figura 6.23 pode-se observar em detalhe o posicionamento do LVDT na parte superior interna do tubo durante o ensaio. A ponta do LVDT é apoiada sobre uma pequena folha de acetato (Figura 6.23) de modo a se evitar que a agulha entre na fissura que se forma no tubo durante o ensaio. Com este arranjo de ensaio tornou-se possível levantar a curva de carga por deslocamento médio medido em ambos os LVDTs. Vale ressaltar que, para a norma brasileira (ABNT NBR 8890, 2007) e europeia (NBN EM 1916, 2002), não se exige este tipo de sofisticação para a realização do ensaio, bastando apenas a utilização de um sistema que possibilite a leitura precisa do nível de carregamento independentemente do nível de deslocamento diametral a ele associado.



Figura 6.23 – (a) detalhe do suporte para posicionamento do LVDT para leitura do deslocamento do tubo de concreto durante o ensaio de compressão diametral e (b) da folha de acetato que evitava a entrada da agulha em uma possível fissura (Figueiredo et al. 2007).

No estudo apresentado por Figueiredo et al. (2007), procurou-se avaliar a eficácia do sistema de medida do deslocamento diametral. Foram ensaiados quatro tubos fabricados com consumos de fibras de aço de 40 kg/m^3 usando-se dois procedimentos distintos. A fibra utilizada era fibra colada em pentes, do tipo AI, com 60 mm de comprimento e fator de forma 80. No primeiro

procedimento, dois tubos eram ensaiados com os ciclos previstos pelas normas para os tubos reforçados com fibras. No segundo procedimento, os tubos foram ensaiados continuamente, da mesma forma como é proposto para os tubos convencionalmente armados.

Os tubos ensaiados neste estudo experimental eram destinados a esgoto, classe EA2, com 800 mm de diâmetro. Conforme o apresentado na Tabela 6.2, o tubo de esgoto classe EA2, com este diâmetro, precisa apresentar uma carga mínima isenta de dano de 48 kN/m. Como o comprimento dos tubo era de 2500 mm, a carga total para verificação deste requisito era de 120 kN. A carga total de ruptura esperada era, por sua vez, 180 kN. Dois dos gráficos de carga por deslocamento diametral médio, obtidos com estes tubos, se encontram apresentados nos gráficos das Figuras 6.24 e 6.25 para o procedimento de carregamento contínuo e cíclico, respectivamente. Pela análise da Figura 6.24 nota-se que existe um trecho elástico inicial que é seguido por um trecho mais abatido indicando o início da fissuração. Após esse início da fissuração o tubo ainda mostra uma capacidade de suportar aumento no carregamento com maiores deformações. Em seguida ocorre a carga máxima, correspondente à propagação da fissuração, que é seguida de uma instabilidade (caracterizada pela redução dos pontos obtidos pela aquisição de dados) devido à transferência de carga da matriz para as fibras. Depois dessa região de instabilidade, ocorre um certo patamar de escoamento característico de *strain-softening*. Isto é, existe uma lenta perda de capacidade de carga com o aumento da deformação imposta ao tubo.

Percebe-se que este comportamento geral é mantido no tubo quando ensaiado segundo o procedimento cíclico (Figura 6.25). O padrão de resposta geral do tubo no ensaio cíclico é similar à envoltória da curva apresentada na Figura 6.24. Vale notar que existe um acúmulo de pontos lidos em torno dos 120kN de carga no trecho inicial e no trecho de re-carregamento, devido ao tempo em que esta carga foi mantida durante a realização do ensaio. Após a instabilidade da carga de pico o tubo foi descarregado (linha de descarregamento) e carregado novamente (linha de re-carregamento). Nota-se que durante o re-carregamento o tubo perdeu rigidez devido ao seu estado de fissuração. Nesta situação, os elementos responsáveis pela rigidez são as fibras que atuam como ponte de transferência de tensão ao longo das fissuras

que ocorrem no topo, base e laterais do tubo. Depois da manutenção da carga a 120kN, percebe-se que não ocorre perda de rigidez do material, que segue a mesma tendência de recuperação de carga nesta região de re-carregamento até atingir a nova carga máxima. Após atingir a carga máxima no re-carregamento, não ocorre instabilidade e o tubo apresenta o característico comportamento de *softening* novamente.

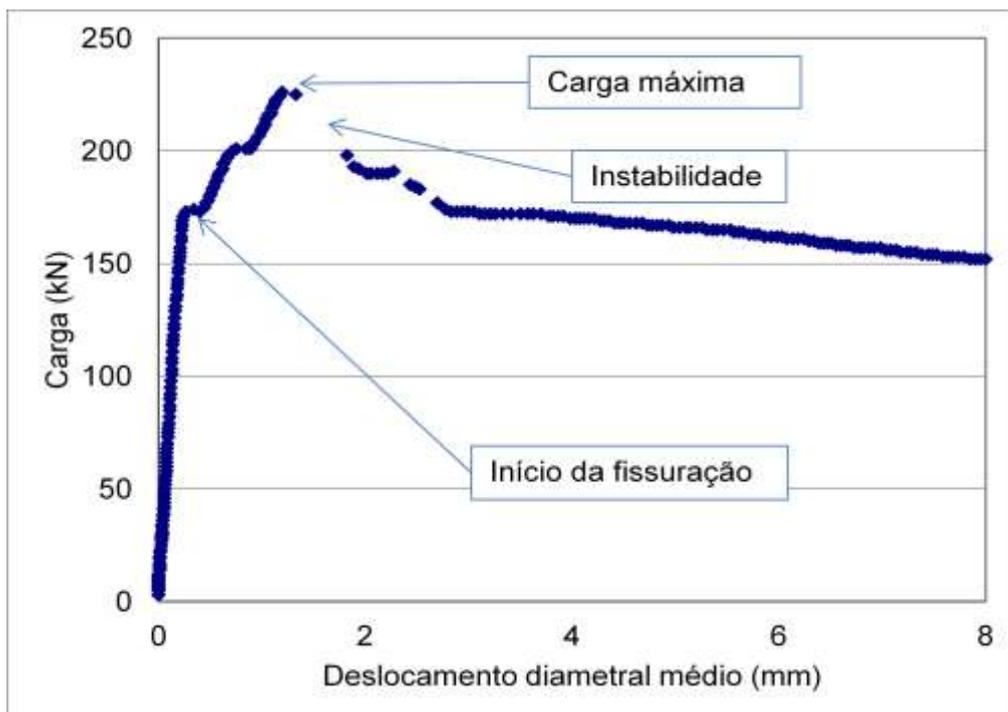


Figura 6.24 – Tubo de concreto reforçado com 40kg/m^3 de fibras de aço ensaiado segundo o procedimento contínuo (adaptado de Figueiredo et al. 2007).

No estudo apresentado por Figueiredo (2008c) focou-se o mesmo tipo de tipo descrito anteriormente. Neste estudo avaliou-se o efeito da ciclagem do ensaio no comportamento pós-fissuração do tubo. Neste estudo, os tubos foram feitos nas mesmas condições dos anteriores, utilizando a mesma fibra colada, do tipo AI, com 60 mm de comprimento e fator de forma 80, e a mesma matriz, para produção de tubos EA2 com 800 mm de diâmetro e 2500 mm de comprimento. A diferença básica do procedimento foi a variação do consumo de fibra (10 kg/m^3 , 20 kg/m^3 e 40 kg/m^3). Por esta razão, fez-se necessário apenas o ajuste da quantidade de água para se garantir a mesma trabalhabilidade da mistura. Para cada um dos teores, foram ensaiados três tubos. Nas Figuras 6.26 a 6.28 estão apresentados os resultados obtidos

segundo o ensaio cíclico e nas figuras 6.29 a 6.31 estão os gráficos obtidos no ensaio contínuo.

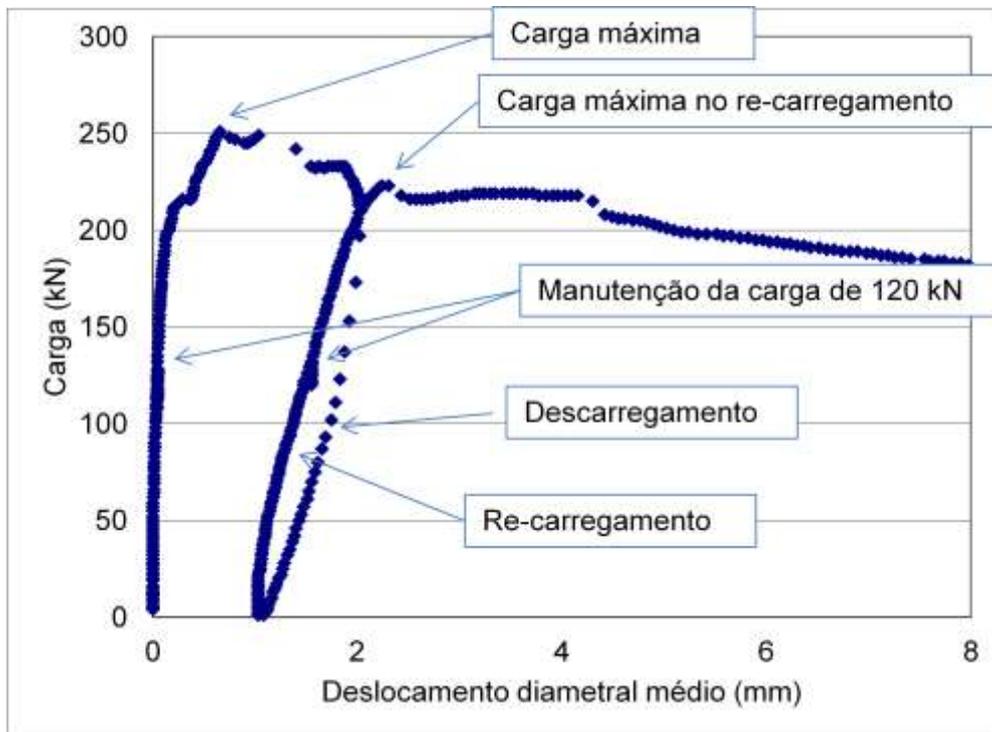


Figura 6.25 – Tubo de concreto reforçado com 40kg/m^3 de fibras de aço ensaiado segundo o procedimento cíclico (adaptado de Figueiredo et al. 2007).

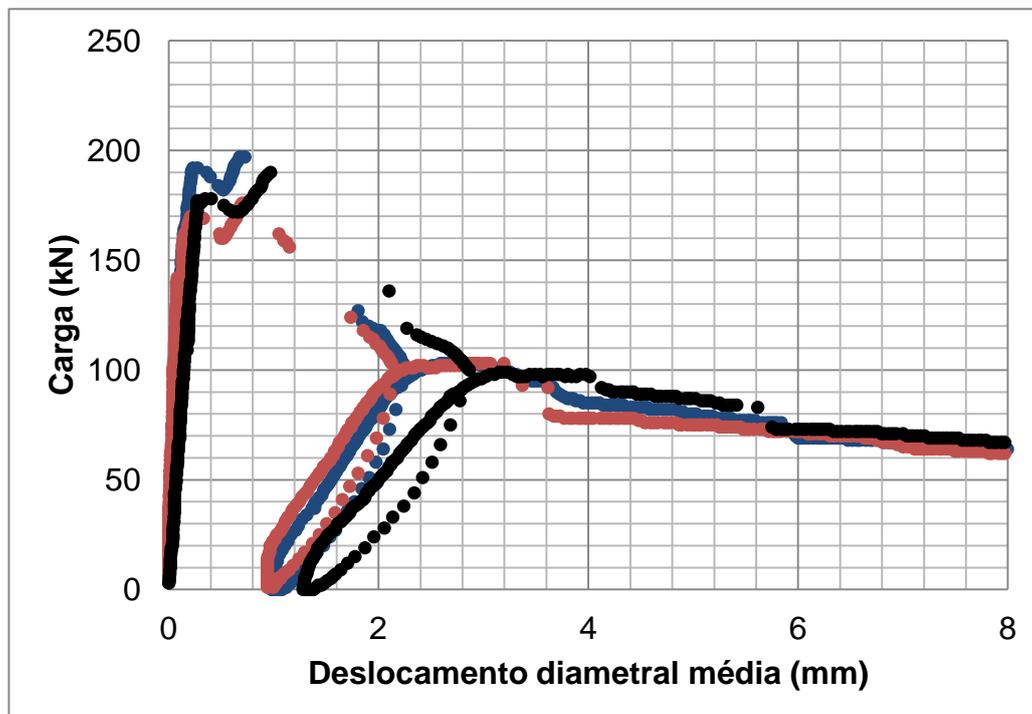


Figura 6.26 – Curvas de carga por deslocamento diametral médio dos tubos com consumo de fibras de 10kg/m^3 ensaiados com ciclo de carregamento e re-carregamento (adaptado de Figueiredo, 2008c).

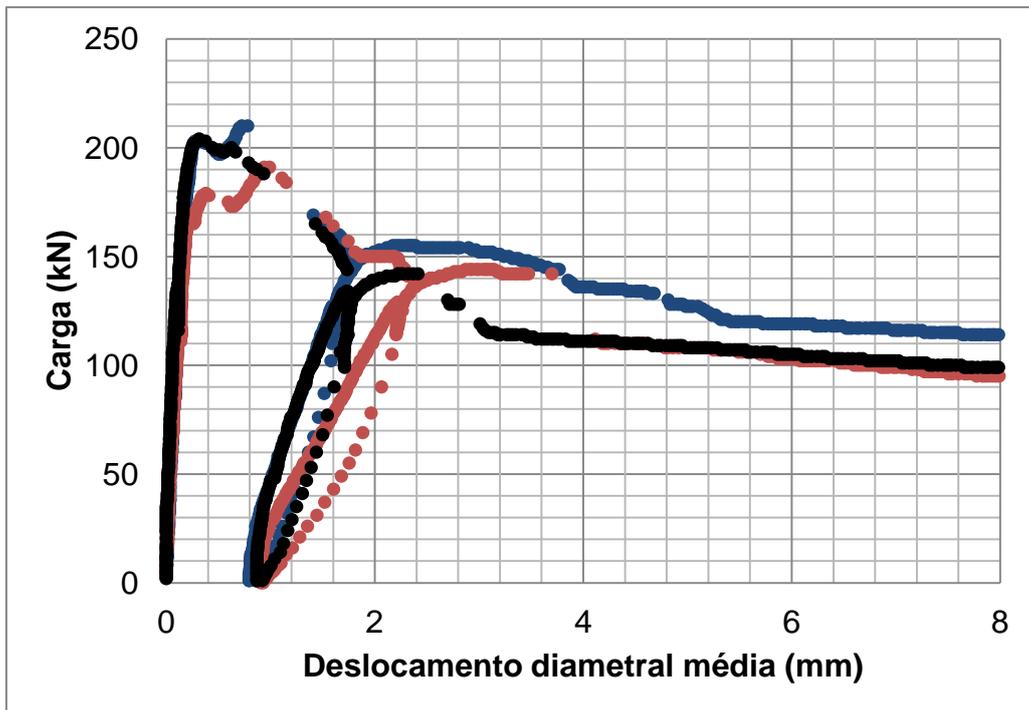


Figura 6.27 – Curvas de carga por deslocamento diametral médio dos tubos com consumo de fibras de 20 kg/m³ ensaiados com ciclo de carregamento e re-carregamento (adaptado de Figueiredo, 2008c).

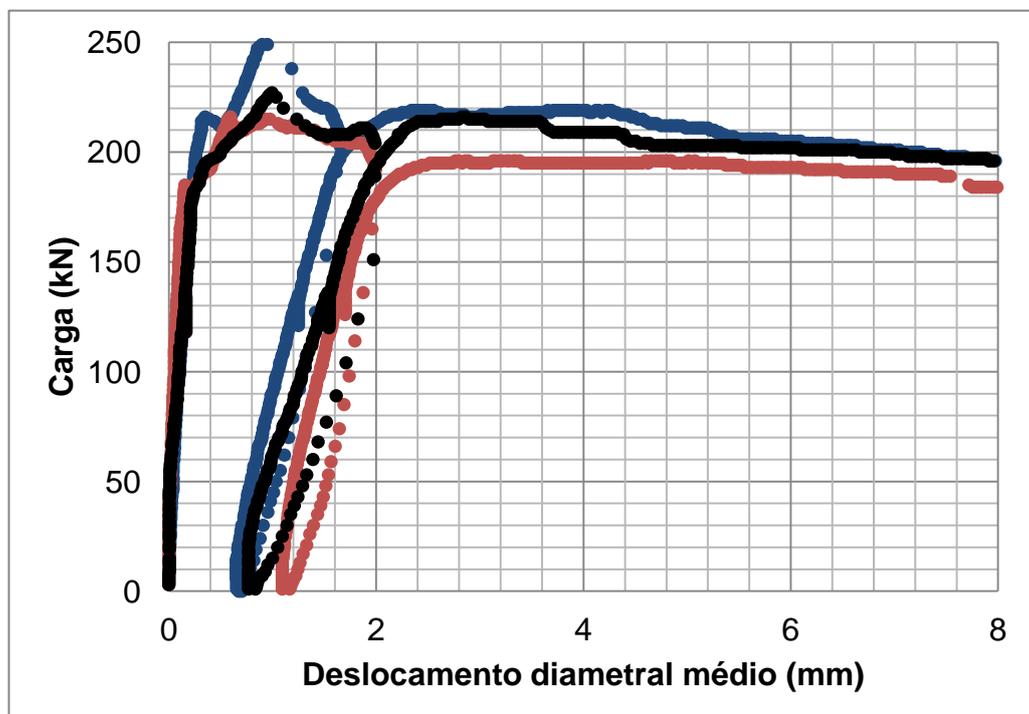


Figura 6.28 – Curvas de carga por deslocamento diametral médio dos tubos com consumo de fibras de 40 kg/m³ ensaiados com ciclo de carregamento e re-carregamento (adaptado de Figueiredo, 2008c).

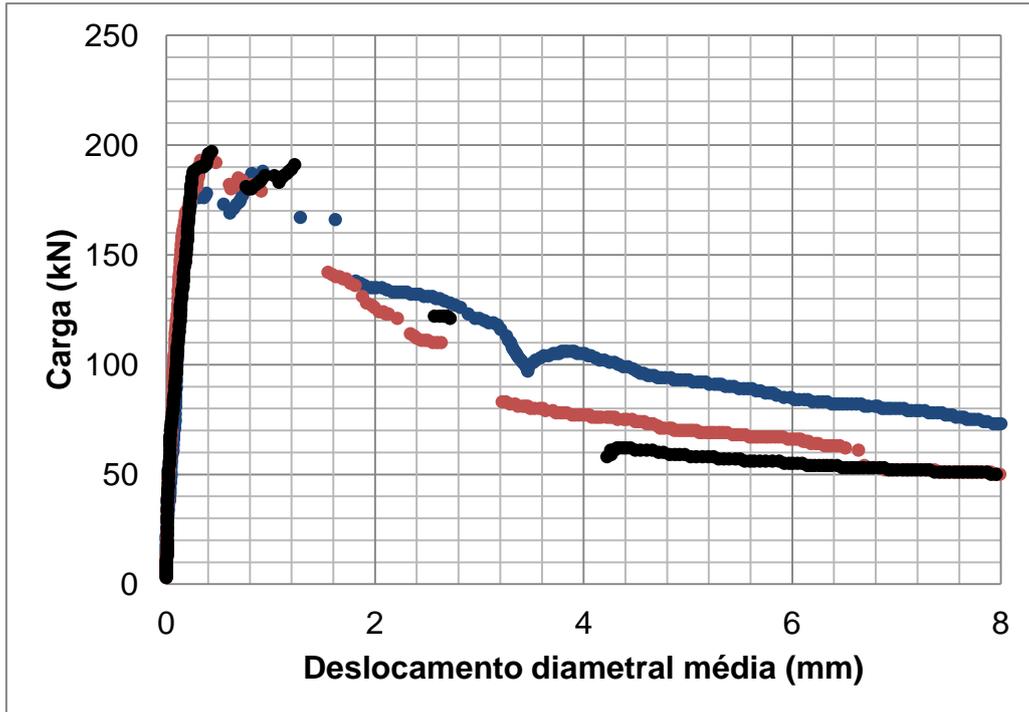


Figura 6.29 – Curvas de carga por deslocamento diametral médio dos tubos com consumo de fibras de 10 kg/m³ ensaiados pelo procedimento contínuo (adaptado de Figueiredo, 2008c).

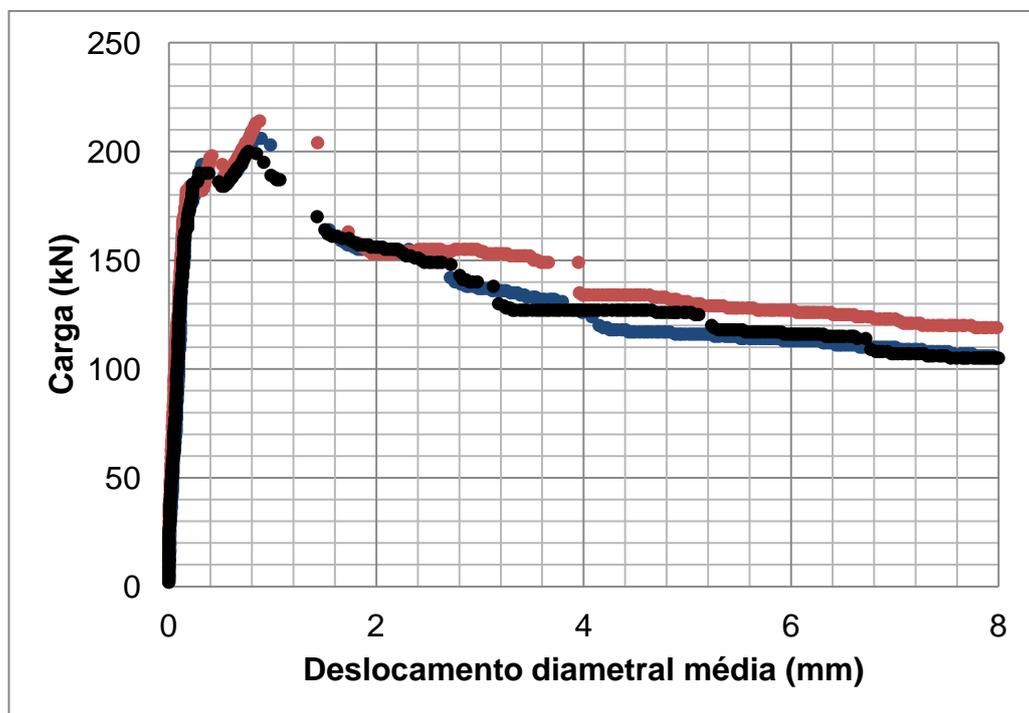


Figura 6.30 – Curvas de carga por deslocamento diametral médio dos tubos com consumo de fibras de 20 kg/m³ ensaiados pelo procedimento contínuo (adaptado de Figueiredo, 2008c).

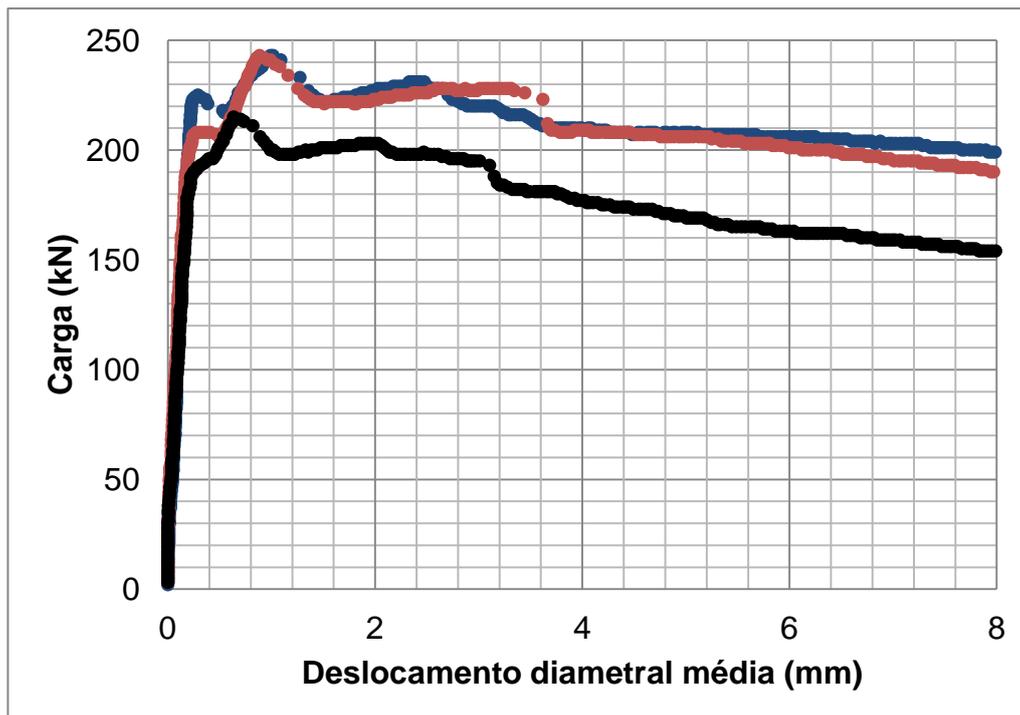


Figura 6.31 – Curvas de carga por deslocamento diametral médio dos tubos com consumo de fibras de 40 kg/m^3 ensaiados pelo procedimento contínuo (adaptado de Figueiredo, 2008c).

Percebe-se, pela análise das curvas do ensaio cíclico, que apenas os tubos com 10 kg/m^3 não atenderam às exigências da norma, porque não conseguiram atingir os 120 kN no re-carregamento, não estando assim capacitados a mantê-la por um minuto. Menos ainda se atingiu o valor mínimo de 126 kN para a carga máxima pós-fissuração. Os demais consumos de 20 kg/m^3 e 40 kg/m^3 apresentaram desempenho satisfatório os tubos seriam aprovados pela norma. Ressalte-se o fato também da pequena variabilidade dos resultados, tendo os tubos apresentado comportamentos bastante similares. Apenas os tubos com 10 kg/m^3 mostraram um elevado nível de instabilidade pós-pico, como se pode observar pelos gráficos da Figura 6.26 e, especialmente, na Figura 6.29. O número de pontos bem reduzido após a carga de pico indica um aumento de velocidade de deslocamento dado que a taxa de aquisição de dados era fixa. Nesta situação é muito difícil verificar se a carga atinge os 95% da carga máxima após a fissuração do componente. Com isto, depois de atingido o pico, o tubo perdia capacidade de carga rapidamente e a prensa tinha seu carregamento aliviado imediatamente para que se pudesse realizar o novo carregamento. Esta situação se repetiu para o teor de 20 kg/m^3 , com menor intensidade, e com 40 kg/m^3 , não houve instabilidade.

No sentido de verificar se a introdução no ciclo altera o comportamento pós-fissuração do componente, procurou-se determinar a carga máxima de re-carregamento e seu deslocamento diametral, o que está apresentado na Tabela 6.3. As médias de deslocamento diametral foram bem próximas e sempre abaixo dos 3 mm. Assim, para se verificar se houve alguma influência do ensaio no comportamento pós fissuração foram calculadas as cargas para um dado deslocamento fixo de 4 mm, que está fora da instabilidade pós-pico e também do trecho de re-carregamento. Este enfoque é similar ao da EFNARC (1996) e da ASTM C1399 (2002) para o cálculo da resistência residual pós-pico. Os resultados obtidos para esta determinação se encontram apresentados na Tabela 6.4. Estes resultados foram correlacionados com o consumo de fibra e isto pode ser observado nos gráficos da Figura 6.32.

Tabela 6.3 – Valores de cargas máximas de re-carregamento e respectivos deslocamentos diametrais médios para o ensaio cíclico (Figueiredo, 2008c).

Consumo (kg/m ³)	Carga máxima de re-carregamento (kN)	Deslocamento da carga máxima (mm)	Deslocamento médio da carga máxima de re-carregamento (mm)
10	103	2,59	2,848
	103	2,805	
	99	3,15	
20	155	2,175	2,43
	144	2,87	
	142	2,245	
40	219	2,34	2,597
	196	2,765	
	215	2,625	

Tabela 6.4 – Resultados das cargas medidas com um deslocamento diametral de 4 mm para as duas condições de ensaio (adaptado de Figueiredo, 2008c).

Consumo (kg/m ³)	Carga a 4 mm de deslocamento (kN)	
	Ensaio contínuo	Ensaio cíclico
10	105	85
	77	78
	58	97
20	126	136
	134	112
	127	111
40	209	219
	209	195
	177	209

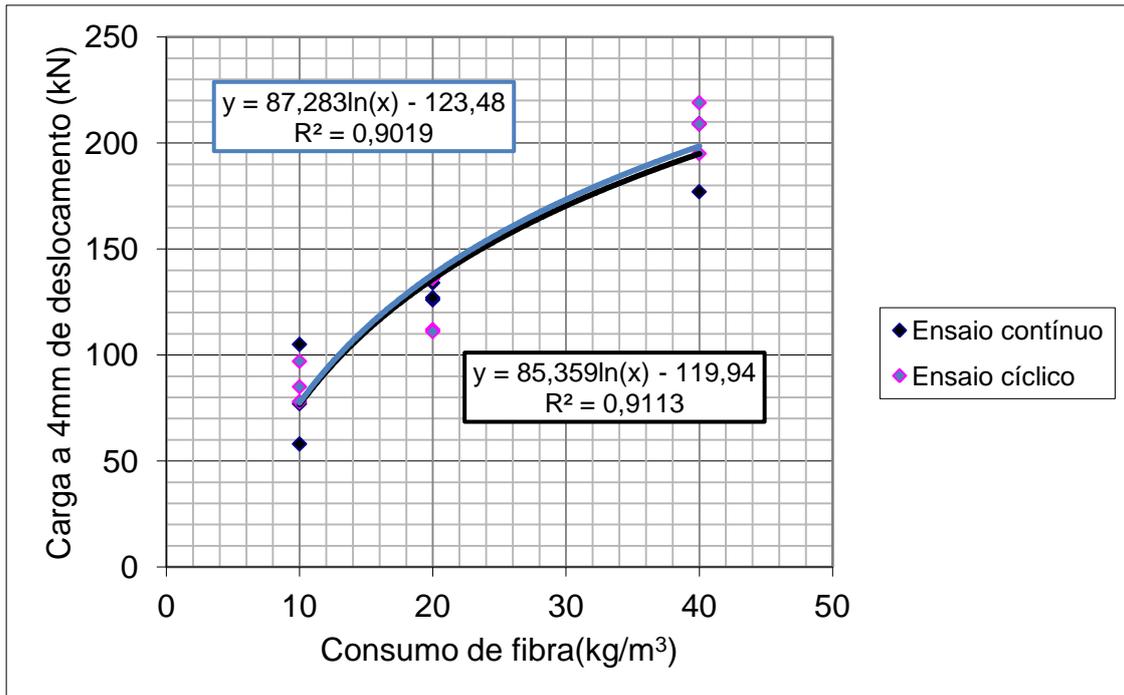


Figura 6.32 – Correlações entre as cargas medidas para um deslocamento de 4 mm e o respectivos consumos de fibras para os ensaios cíclicos e contínuos (adaptado de Figueiredo, 2008c).

A partir da análise das correlações apresentadas na Figura 6.32 fica evidente que não há alteração do comportamento do material com a utilização ou não dos ciclos de re-carregamento. No entanto, a utilização do ciclo tem as vantagens de fugir da região de instabilidade pós-pico e possibilitar a verificação de uma carga residual a um nível de deslocamento diametral relativamente uniforme. Esta configuração de ensaio lembra a concepção do ensaio ASTM C1399 (2002), que realiza também ciclos de carregamento (com chapa metálica para a indução da fissura e sem a chapa após a fissuração da matriz) de modo a evitar a influência da instabilidade pós-pico no resultado medido. Por outro lado, os resultados foram bem uniformes e a instabilidade foi intensa somente para o consumo de 10 kg/m³, que não apresentou desempenho suficiente para o atendimento aos requisitos da norma. Portanto, no caso de utilização de sistemas de medida de deslocamento diametral, a utilização de ciclos de carregamento é absolutamente dispensável. Isto traz algumas vantagens, como está também discutido no item 6.5.2. Outros aspectos estudados sobre o método de ensaio de compressão diametral em três cutelos se encontram discutidos em outros itens, como a influência do posicionamento dos LVDTs na qualidade da resposta do ensaio e a avaliação comparativa de desempenho entre as fibras e a armadura convencional.

6.4.2 A comparação de desempenho com o reforço convencional

No estudo de Figueiredo et al. (no prelo) foi feita a avaliação do desempenho mecânico dos tubos de concreto EA2 através do ensaio de compressão diametral realizado de forma contínua. Neste estudo, comparou-se o desempenho de tubos reforçados com fios de aço CA 60 e fibras de aço em três diferentes teores. Foram utilizadas duas configurações de medida de deslocamento diametral dos tubos. Na primeira, a medida do deslocamento diametral ocorria nas duas extremidades, correspondendo às posições A e B da Figura 6.16. Assim, levantava-se a curva de carga por deformação média obtida no tubo. Na segunda configuração de ensaio, apenas um LVDT foi posicionado na posição A (Figura 6.16) correspondente à ponta do tubo. Assim, foram produzidas duas séries de tubos com fibras e com armadura convencional para serem ensaiadas com cada uma das citadas configurações de medida das deformações.

Para evitar a influência de variáveis intervenientes em cada série de tubos, cada uma delas foi produzida em um único dia e utilizaram-se os mesmos traços e materiais básicos que estavam sendo empregados rotineiramente pela empresa. Apenas adicionou-se a quantidade de fibra necessária diretamente na correia de alimentação dos agregados. A armadura utilizada é a mesma que corriqueiramente vinha sendo utilizada pela fábrica (Figura 6.33). Foram produzidos três tubos para cada um dos três teores de fibras de aço utilizados 10 kg/m^3 , 20 kg/m^3 e 40 kg/m^3 . As fibras utilizadas foram do tipo AI, com 60 mm de comprimento e fator de forma 80. Conjuntamente com estes tubos reforçados com fibras outros três tubos reforçados com aço CA 60 foram produzidos para cada uma das séries, totalizando 24 tubos. Os fios de aço CA 60 possuíam 6 mm de diâmetro e foram espaçados a cada 85 mm longitudinalmente ao tubo. Utilizou-se também uma armadura de suporte (armadura longitudinal) feita com 6 fios do mesmo tipo de aço.



Figura 6.33 – Armadura utilizada nos tubos de reforço convencional que serviram de parâmetro para a análise comparativa de desempenho (Figueiredo et al.; no prelo).

Para cada ensaio realizado foi levantada a curva de carga por deslocamento vertical do diâmetro interno tubo. Os resultados médios obtidos com a primeira série, onde o deslocamento foi medido na ponta e na bolsa, se encontram apresentados na Figura 6.34. Os resultados médios obtidos com a medida somente na ponta, relativos à segunda série, se encontram apresentados na Figura 6.35.

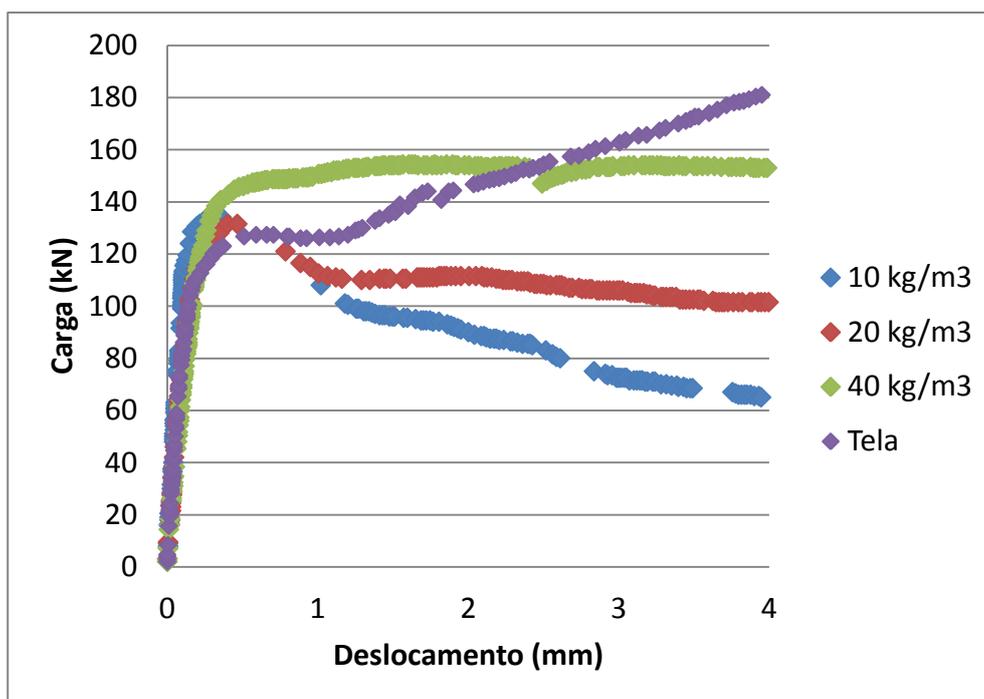


Figura 6.34. Curvas médias de carga por deformação diametral dos tubos da primeira série ensaiada com controle de deformação nas duas extremidades (Figueiredo et al., no prelo).

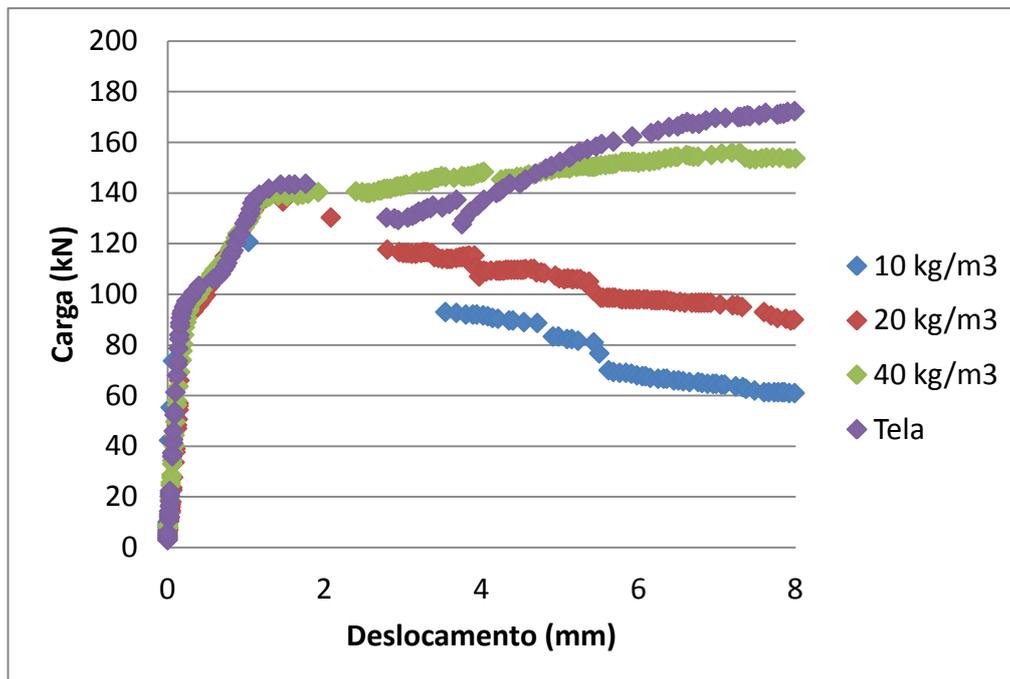
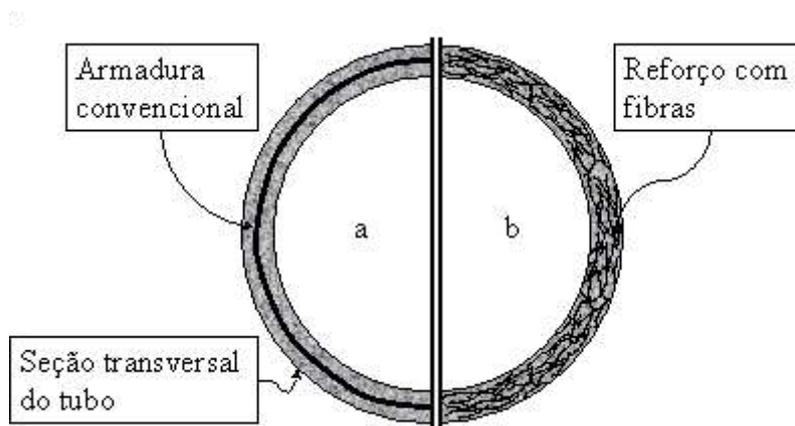


Figura 6.35. Curvas médias de carga por deformação diametral dos tubos da segunda série ensaiada com controle de deformação apenas na ponta do tubo (Figueiredo et al., no prelo).

O primeiro aspecto observado foi o padrão comportamental bem definido para os tubos reforçados com menores teores de fibras. Este padrão foi caracterizado como *strain-softening*, isto é, ocorre uma redução da capacidade resistente do tubo com o aumento da deformação diametral. Já para os tubos reforçados com fios de aço e 40 kg/m³ de fibras ocorreu o *strain-hardening*. Assim, a capacidade resistente apresentada pelos tubos com fibras em maiores deslocamentos foi menor que a apresentada pelos tubos reforçados com fios. No entanto, para menores deslocamentos, a capacidade resistente residual foi maior para os tubos com fibras. Isto ocorre pelo fato das barras se concentrarem na parte mais interna da espessura do tubo, sendo mobilizada mais intensamente quando há maiores deformações e, conseqüentemente, maior nível de fissuração. As fibras ficam distribuídas por toda a espessura do tubo (Figura 6.36) e acabam sendo acionadas com pequenos níveis de deformação e fissuração, o que proporciona um melhor desempenho nesta situação.



- a) Tubo armado com fios de aço.
b) Tubo reforçado com fibras.

Figura 6.36. Esquema da distribuição de reforço fios de aço e fibras na seção transversal dos tubos (Figueiredo; Chama Neto, 2008).

Para facilitar a análise da influência do sistema de medida dos deslocamentos médios dos tubos nos resultados, foram isoladas no mesmo gráfico (Figura 6.37), as curvas correspondentes às médias obtidas nas duas séries de ensaios de tubos reforçados com 40 kg/m^3 de fibras de aço. Os resultados obtidos na primeira série, onde as medidas de deformação foram feitas na ponta e na bolsa, apresentaram maior rigidez na parte inicial da curva de carga por deformação. O trecho elástico inicial acaba sendo prolongado por influência da região da bolsa onde a matriz de concreto contribui de maneira mais intensa (SILVA; EI DEBS, 2009).

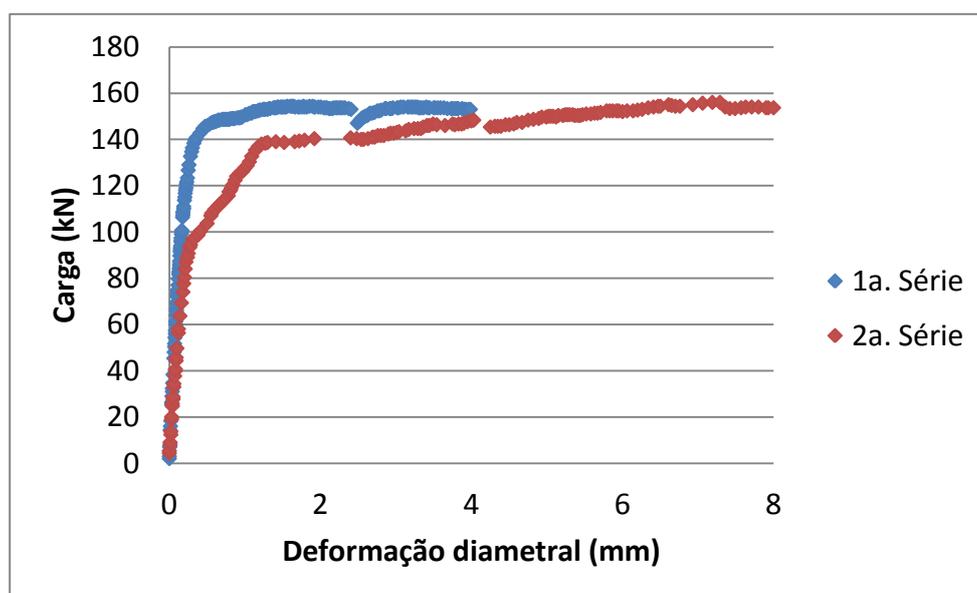


Figura 6.37. Comparação entre as curvas médias de carregamento medidos na ponta e na bolsa para os tubos de concreto reforçados com 40 kg/m^3 de fibra de aço (Figueiredo et al, no prelo).

Quando à segunda série, onde as deformações foram medidas apenas na ponta, estas foram mais intensas para cargas menores, devido à menor rigidez desta parte do tubo. Com isto fica claro que a fissuração dos tubos sempre começa pela ponta, pois o concreto acaba por atingir seu limite de deformação elástica nessa região antes que ocorra na bolsa. No caso particular deste estudo isto ocorreu por volta dos 80 kN, quando a rigidez do componente foi fortemente reduzida. Como as deformações medidas na segunda série foram bem superiores às da primeira série, devido à já discutida perda de rigidez, pode-se concluir pela equivalência dos dois comportamentos, pois ambas as séries atingiram níveis próximos de resistência residual. Deve-se ressaltar que este padrão de comportamento é totalmente compatível com o modelo proposto por de la Fuente et al. (no prelo) para a modelagem numérica do comportamento dos tubos (item 6.4.4). Assim, é possível concluir que a medida dos deslocamentos apenas na ponta diminui a influência da bolsa no comportamento e aproxima o resultado de ensaio da resposta dos modelos mecânicos que estão sendo desenvolvidos para prever seu comportamento (de la FUENTE et al. 2010; SILVA, 2011).

Um aspecto importante que deve ser ressaltado é o fato de ser impossível realizar o ensaio cíclico com os tubos reforçados com 40 kg/m^3 de fibras de aço nos padrões especificados pelas normas. Isto ocorre porque é impossível verificar quando a carga desce a 95% da carga máxima medida para finalizar o primeiro ciclo de carregamento. Ou seja, o teor de 40 kg/m^3 proporciona aos tubos um comportamento de *strain-hardening*, não sendo possível observar queda na resistência pós-pico. Assim, haveria um elevado nível de deformação e fissuração quando fosse efetuado o descarregamento durante o ensaio cíclico regular. Ou seja, o procedimento da norma toma por suposto que os TCRF devem apresentar sempre um comportamento de *strain-softening* para que seja possível a realização do ensaio cíclico. Assim, o sistema de medida contínuo por LVDTs proporciona maior confiabilidade para o ensaio nestas situações. Outra possibilidade é a realização do segundo ciclo de carregamento com elevados níveis de deslocamento. Isto porque, nesta situação, haverá um grande nível de abertura de fissuras e, dessa maneira, uma redução da carga resistida pelas fibras. Isto, no entanto, está muito

distante das condições do estado limite de utilização, o que prejudica muito a avaliação do comportamento do compósito.

Foi verificado também que os tubos com armadura convencional atenderam às exigências da norma para a classe EA3, com 600 mm de diâmetro nominal. Ou seja, superior a classe prevista inicialmente de EA2. Neste caso, a norma brasileira exige cargas de fissura e ruptura equivalentes a 135 kN e 202,5 kN, respectivamente. Na segunda série, os resultados foram ligeiramente inferiores ao da primeira para a carga de ruptura, cuja média foi de 174,7 kN. No entanto, como o nível de deslocamento medida foi mais baixo, pode-se esperar que o ganho de resistência para maiores deslocamentos irá atender às exigências da norma. Já o final do trecho elástico inicial ficou próximo aos 90 kN, atingindo de maneira mais apertada a exigência das normas. De qualquer forma, pode-se considerá-los como adequados em relação às exigências.

Observa-se que há uma proximidade do comportamento dos tubos de CRF e com barras nos trechos iniciais das curvas de carga por deformação. Este comportamento ocorre até uma deformação diametral de cerca de 0,4 mm para a primeira série e 2 mm para a segunda série. Os tubos com 40 kg/m³ de fibra superaram a carga resistente dos tubos com barras até uma deformação em torno de 2,5 mm e 4,5 mm, para a primeira e segunda série respectivamente. Pode-se então afirmar que os TCRF da classe EA2 atuam como se fossem pertencentes a uma classe superior à dos tubos convencionalmente armados na região correspondente ao estado limite de serviço, ou seja, na faixa de comportamento elástico e de baixo nível de fissuração.

O desempenho demonstrado pelos tubos com fibras foi superior aos tubos armados convencionalmente para os menores níveis de deformação e fissuração. Este comportamento já foi observado em estudos anteriores como o de Chama Neto e Figueiredo (2003). Neste estudo comparou-se o desempenho dos tubos a partir da avaliação da tenacidade apresentada pelos tubos durante o ensaio de compressão diametral com três cutelos. Foram utilizadas duas fibras, sendo que uma delas era exatamente igual a utilizada no estudo de Figueiredo et al. (no prelo) e foi chamada de fibra A. A outra fibra era do tipo All com seção retangular de 0,5 mm por 1,7 mm. O comprimento desta

fibra era de 49 mm o que lhe conferia um fator de forma de 47. Esta fibra foi chamada de fibra B. Os tubos foram produzidos também com os consumos de 10 kg/m^3 , 20 kg/m^3 e 40 kg/m^3 .

Os tubos armados foram produzidos com fios de aço CA 60 com 6 mm de diâmetro, sendo utilizados dois tipos de espaçamento. No primeiro, de 95 mm, visava-se atender a classe EA2 e, para o segundo espaçamento, de 65 mm, visava-se atender a classe EA3. Estes tubos foram verificados quanto às exigências da norma sendo que dos tubos armados, apenas os EA2 atenderam as exigências para a carga de fissura. Assim, fixou-se o foco do estudo na avaliação comparativa de desempenho. Os tubos armados foram ensaiados também à compressão e sua curva de carga por deslocamento diametral foi levantada. Foram rompidos cinco tubos por variável e os resultados médios das curvas de carga por deslocamento se encontram apresentados nas Figuras 6.38 a 6.39, para o caso dos tubos EA2. Os tubos reforçados com 10 kg/m^3 da fibra B apresentaram comportamento marcadamente frágil e, por essa razão, não se pode obter as curvas de carga por deslocamento. Percebe-se nitidamente a manutenção do comportamento típico de *strain-softening* para as fibras e *strain-hardening* para os tubos com armadura convencional. Da mesma maneira, os tubos reforçados com as fibras A apresentaram comportamento superiores ao das telas para os menores níveis de deslocamento.

Para facilitar a comparação de desempenho foi quantificada a tenacidade dos tubos durante o ensaio. Esta medida foi feita quantificando-se a área sob a curva de carga por deslocamento diametral. Os resultados se encontram apresentados na Figura 6.40 para a fibra A e na Figura 6.41 para a Fibra B. Como aspecto inicial a ser observado deve-se destacar a semelhança de resposta do ensaio de compressão diametral avaliado por essa metodologia com a resposta obtida no ensaio de punção de placas para concreto projetado, conforme o apresentado no item 3.2. Assim, da mesma forma que o verificado anteriormente, constata-se que o desempenho das telas é intermediário aos teores de 20 kg/m^3 e 40 kg/m^3 , da fibra A. No entanto, como a tendência da energia acumulada nos tubos com telas foi crescente, devido ao comportamento de *strain-hardening*, maiores deslocamentos iriam proporcionar que os tubos reforçados com fios de aço superaríamos o desempenho das fibras em todos os teores.

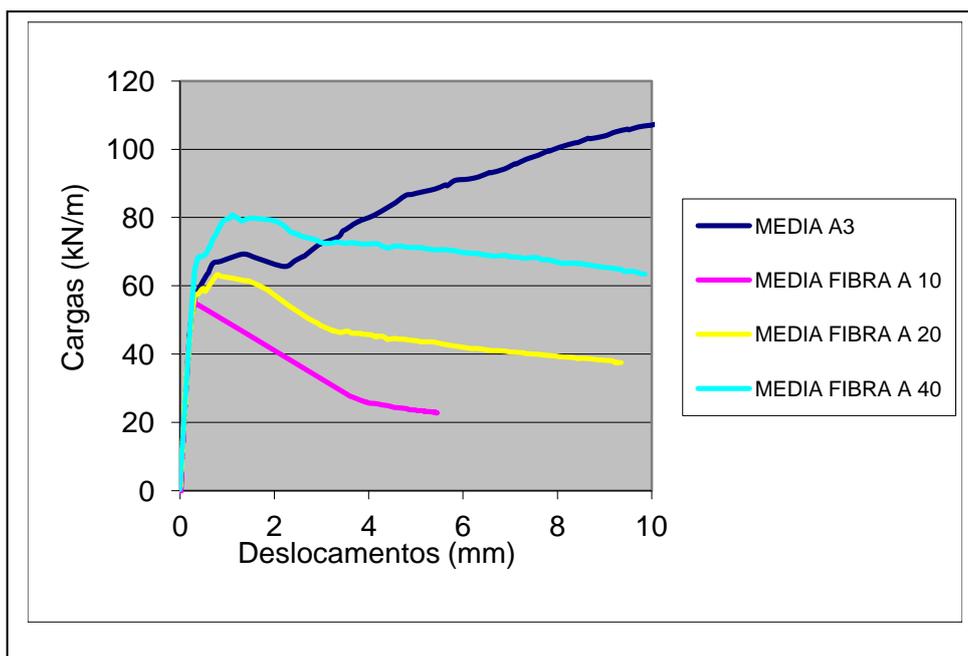


Figura 6.38 – Curvas médias dos tubos EA2 (reforçados com fios CA 60) e reforçados com a fibra A (Chama Neto, 2002).

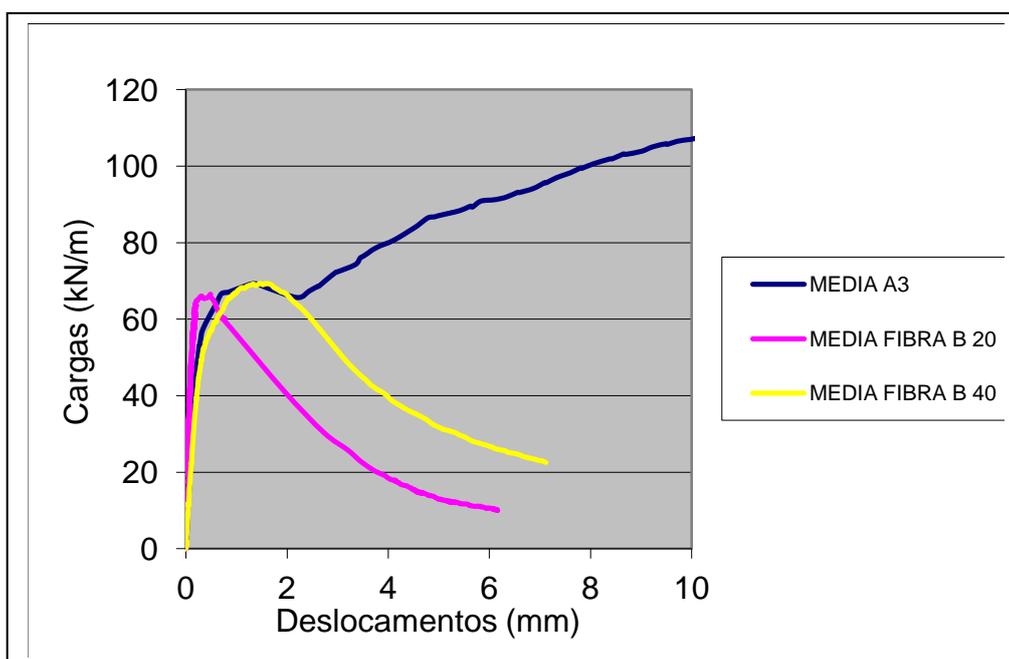


Figura 6.39 – Curvas médias dos tubos EA2 (reforçados com fios CA 60) e reforçados com a fibra B (Chama Neto, 2002).

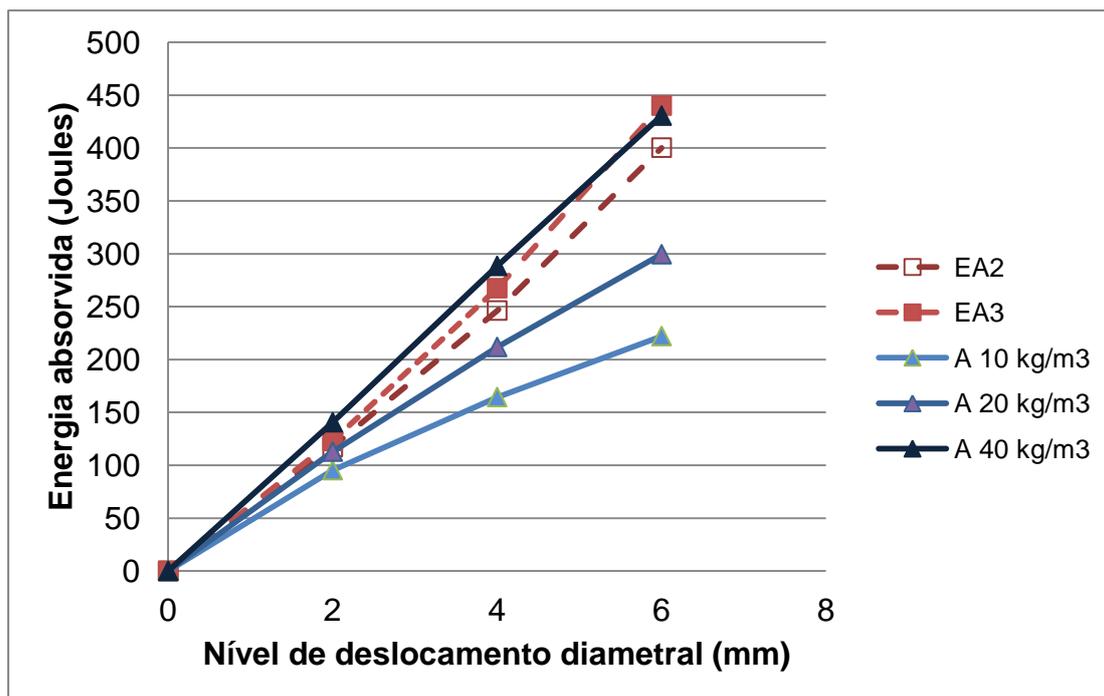


Figura 6.40 – Energia acumulada com o deslocamento diametral dos tubos durante o ensaio de compressão diametral obtidos para as telas e fibra A (adaptado de Chama Neto e Figueiredo, 2003).

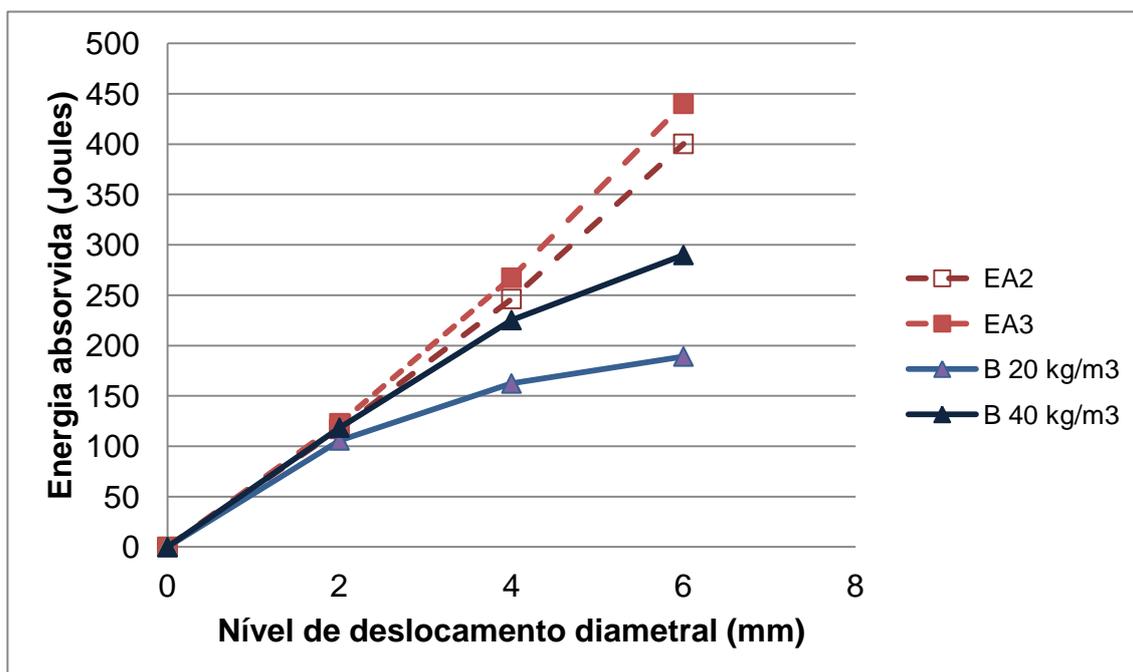


Figura 6.41 – Energia acumulada com o deslocamento diametral dos tubos durante o ensaio de compressão diametral obtidos para as telas e fibra B (adaptado de Chama Neto e Figueiredo, 2003).

Analisando-se os resultados da fibra B, observa-se que há um distanciamento muito mais pronunciado para os maiores níveis de deslocamento diametral. Isto ocorre pelo fato da fibra possuir menor fator de forma e resistência mecânica. Com isto, maiores deslocamentos geram

maiores escorregamentos e ruptura das fibras (ver itens 2.3.2. e 2.3.3), que perdem ancoragem, e capacidade de trabalho como ponte de transferência de tensão na seção fissurada. O teor de 10 kg/m^3 de fibra B apresentou um comportamento muito frágil devido à menor resistência da fibra. Assim, no momento em que surge a fissura no tubo, ocorre uma série de rupturas das fibras presentes em pequena quantidade na seção fissurada. Com isto, as fibras não conseguem atuar como ponte de transferência de tensões e o comportamento do tubo se torna frágil. Ou seja, fica claro que é fundamental garantir um teor adequado de fibras e utilizar aquelas que possuam maior capacidade resistente para evitar este tipo de risco.

Como já foi comentado, ficou demonstrado que o desempenho da fibra pode superar o da tela, especialmente para menores níveis de deslocamento. Isto ocorre pelo fato das fibras serem mobilizadas já no início do processo de fissuração por se posicionarem também junto à superfície da parede do componente (Figura 6.36). Já os fios de aço CA 60, por exigência de cobertura mínimo, acabam sendo posicionados junto à linha neutra, o que demanda um grande nível de deformação e fissuração para mobilizar sua capacidade resistente. Dessa maneira, o comportamento dos concretos com baixos consumos de fibras é tipicamente de *strain-softening*, enquanto os tubos com fios é tipicamente *strain-hardening*. Assim, mesmo para baixos consumos de fibra, o seu desempenho é equiparável ou até superior ao tubos armados para baixo nível de deslocamento e fissuração. Isto é particularmente interessante por ser essa a fase de principal interesse da aplicação, pois está associado ao estado limite de utilização. Ou seja, os tubos com fibras têm melhores condições de atender às exigências de durabilidade da obra.

No caso particular do estudo de Figueiredo et al. (no prelo), os tubos armados com fios de aço apresentaram desempenho muito superior à classe prevista indicando que o reforço de fibras é tão eficiente que aproxima o comportamento dos tubos reforçados com fibras ao dos reforçados com fios de aço de classe superior nas condições do estado limite de serviço. Observou-se também que o teor mínimo de 20 kg/m^3 especificado pela norma nacional, praticamente garantiu o atendimento das exigências para a classe EA2, para o referido estudo. Além disso, os resultados deste estudo comprovaram a condição crítica de deformação da ponta do tubo em relação à bolsa. Isto

demonstra que, medindo-se a deformação do componente nesta posição, verifica-se a sua pior condição em termos de deformação e iniciação da fissuração. No entanto, este é um rigor associado ao método de ensaio, dado que, em condições de uso, a ponta de um tubo estará dentro da bolsa do seguinte enrijecendo todo o conjunto. Este efeito, naturalmente, não é aplicável aos tubos do tipo macho e fêmea, previsto pela norma brasileira (ABNT NBR 8890, 2007) que terão maior deformação devido à falta de rigidez da bolsa. Assim, a avaliação de compressão diametral dos tubos com ponta e bolsa feita com a medida de deslocamentos diametraes apenas na ponta está a favor da segurança.

Outro aspecto importante a ser observado é o fato de que, no caso específico do estudo de Figueiredo et al. (no prelo) o teor de 40 kg/m^3 pode ser considerado como o volume crítico de fibras. Ou seja, o tubo apresentou um comportamento próximo do elasto-plástico perfeito. Nesta situação, é muito difícil realizar o ensaio cíclico como previsto pela norma brasileira (itens 6.3.2 e 6.4.1) uma vez que é impossível perceber quando a carga máxima desce a 95% de seu valor, conforme o comentado no item 6.4.2. No entanto, o que chama a atenção é o valor baixo de consumo para atingir o comportamento elasto-plástico perfeito. Isto foi facilitado, como já comentado, pela pequena espessura do tubo e, por conseguinte, haverá um incremento deste efeito para tubos de menores dimensões, conforme o apresentado no próximo item.

6.4.3 A influência do teor de fibra e do diâmetro do tubo

Como já foi discutido no item 2.3.1., a eficiência de reforço proporcionado pela fibra depende diretamente do teor utilizado. Ou seja, quanto maior for o teor, maior será o número de fibras atuando como ponte de transferência de tensão ao longo da fissura, o que aumenta a capacidade de reforço pós-fissuração do concreto. No caso dos tubos de concreto esta afirmação continua válida, naturalmente. Aproveitando-se os resultados apresentados nos dois itens anteriores, pode-se produzir os gráficos apresentados na Figura 6.42. Os gráficos da Figura 6.42 são apresentados em termos de carga por deslocamento diametral relativo, ou seja, a relação em porcentagem do deslocamento em relação ao diâmetro. Os resultados foram

obtidos a partir dos dados utilizados nos estudos de Figueiredo (2008c) e Figueiredo et al. (no prelo). Estes dois estudos focaram tubos EA2 reforçados com a mesma fibra AI com 60 mm de comprimento e 80 de fator de forma. A diferença fundamental foi o diâmetro dos tubos, já que ambos foram produzidos com 2500 mm de comprimento. No estudo de Figueiredo (2008c) foram estudados tubos com 800 mm de diâmetro e, no caso do estudo de Figueiredo et al. (no prelo) foram estudados tubos com 600 mm. Em ambos os estudos foram analisados os mesmos teores de 10 kg/m^3 , 20 kg/m^3 e 40 kg/m^3 . Portanto, os tubos foram identificados nos gráficos da Figura 6.42 com o seu diâmetro e o teor utilizado. Assim, por exemplo, o tubo 600-40 significa que era um tubo de 600 mm de diâmetro com 40 kg/m^3 de consumo de fibra de aço. Em ambos os estudos o deslocamento diametral foi medido com a utilização de dois transdutores, fixados nas posições A e B da Figura 6.16.

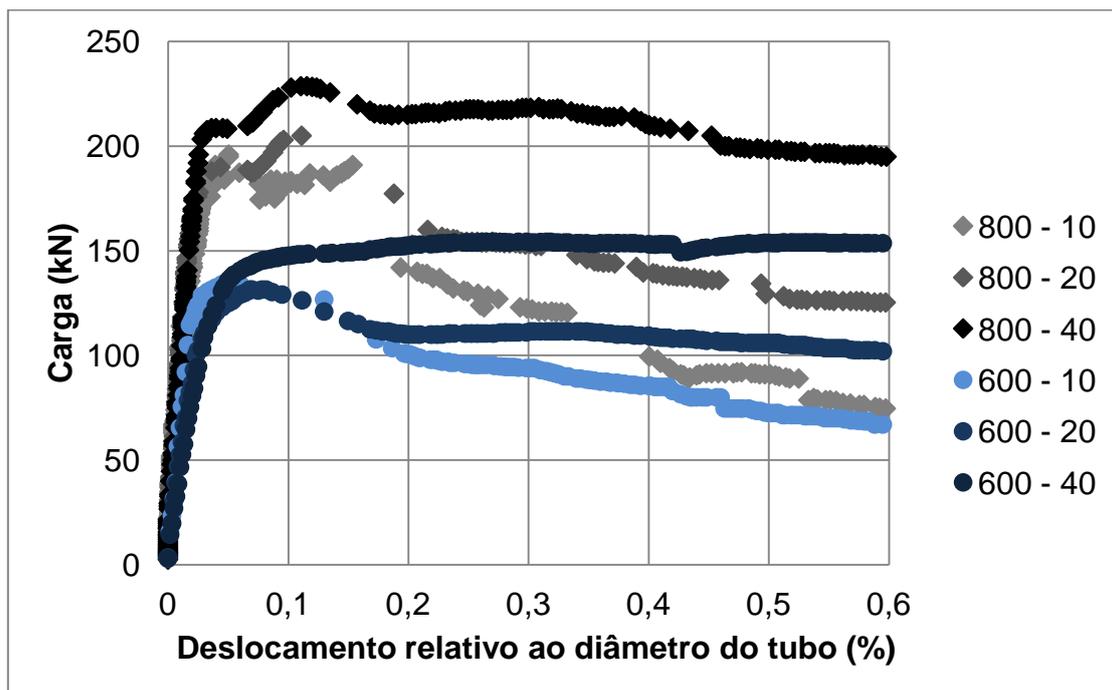


Figura 6.42 – Curvas de carga por deslocamento diametral relativo obtidas nos ensaios de compressão diametral de tubos com 600 mm e 800 mm de diâmetro (adaptado de Figueiredo, 2008c e Figueiredo et al., no prelo).

Analisando-se os resultados observa-se claramente que o ganho de resistência residual foi proporcional ao consumo de fibras. Para maior facilidade de análise, foram levantadas as resistências residuais para 0,25 % e 0,5 % de deslocamento diametral relativo. Os valores de resistência residual

foram então correlacionados com o teor de fibra e as regressões obtidas estão apresentadas na Figura 6.43.

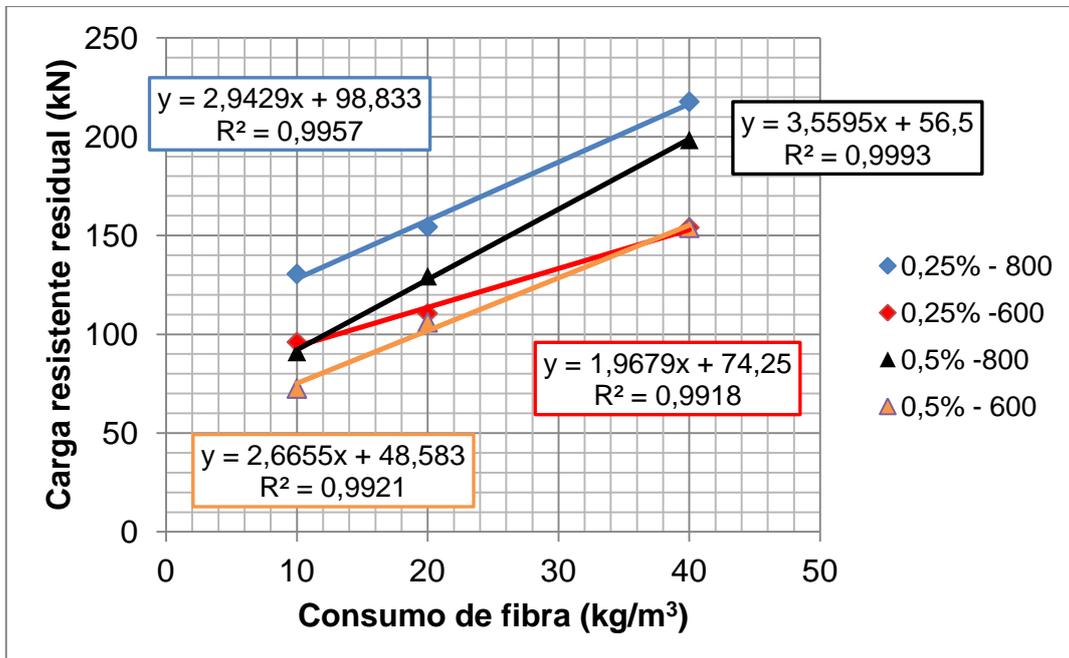


Figura 6.43 – Correlações entre a carga resistente residual a 0,25 % e 0,5 % de deslocamento relativo e o teor de fibra obtidas nos ensaios de compressão diametral de tubos com 600 mm e 800 mm de diâmetro (adaptado de Figueiredo, 2008c e Figueiredo et al., no prelo).

No caso específico destes estudos foi possível correlacionar linearmente o ganho de resistência residual com o aumento do teor de fibras, o que não ocorreu para o caso da tenacidade medida em prismas e em placas (itens 4.1 e 4.2). De qualquer forma, fica claro o efeito do teor de fibra na capacidade resistente dos tubos. Além disso, percebe-se também que os tubos de menores diâmetros apresentam um desempenho proporcionalmente mais favorável para a fibra. Isto ocorre pelo fato da espessura do tubo ser menor para o tubo de 600 mm (72 mm) do que para o tubo de 800 mm (87 mm). Com isto há um melhor direcionamento da fibra, que possui 60 mm de comprimento, na seção de ruptura, o que acaba por otimizar o trabalho da fibra (item 2.3). Como há a coincidência das retas de correlação para os tubos de menores diâmetros para o teor de 40 kg/m³, demonstra-se que não há perda de capacidade resistente em função do nível de deslocamento. Assim, há a comprovação de que este teor pode ser considerado como crítico. A confirmação disso são os valores superiores da relação entre carga máxima (de pico) e carga resistente residual relativa de 0,5 %, conforme está apresentado na Figura 4.44. Percebe-se

claramente que os valores obtidos para os tubos de 600 mm de diâmetro são maiores que os obtidos com os tubos de maiores diâmetros. Inclusive, a relação obtida para o tubo de 600 mm com 40 kg/m^3 de fibra de aço é praticamente igual a 100% o que configura a condição de volume crítico de fibras, ou seja, comportamento elasto-plástico perfeito. Este teor é praticamente a metade do esperado para o concreto convencional onde o direcionamento da fibra em relação ao sentido preferencial dos esforços não é tão intenso.

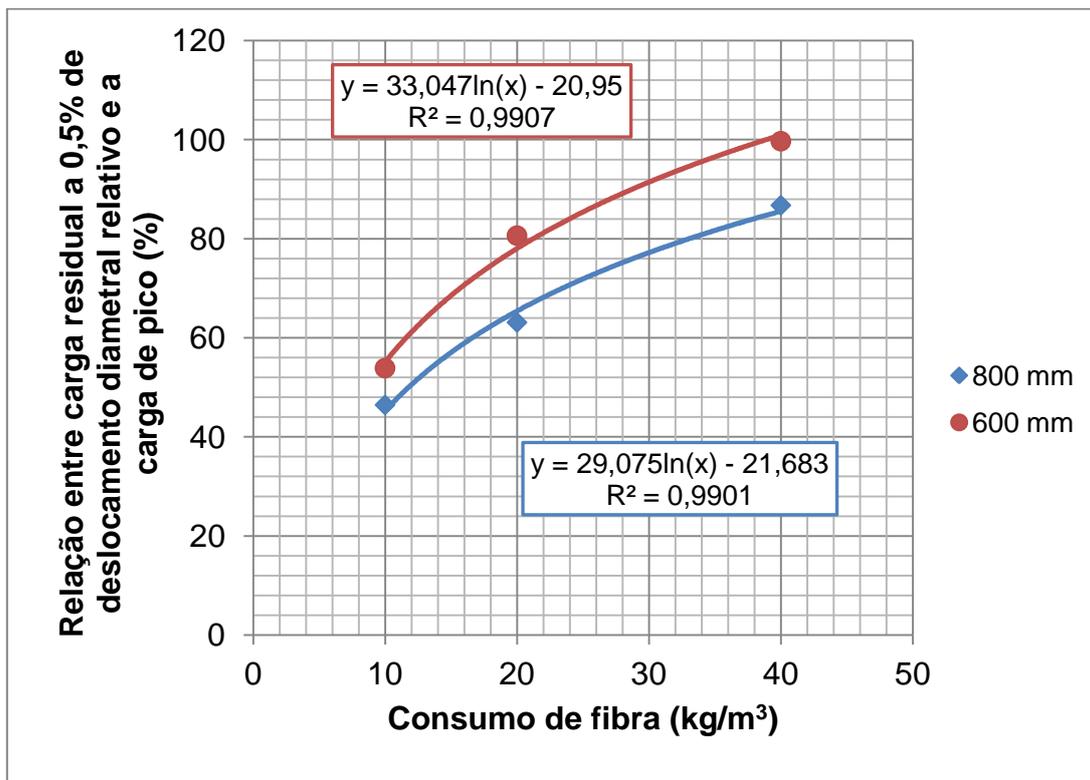


Figura 6.44 – Correlações entre a relação entre a carga resistente residual a 0,5 % e a carga de pico obtidas nos ensaios de compressão diametral de tubos com 600 mm e 800 mm de diâmetro com o consumo de fibras (adaptado de Figueiredo, 2008c e Figueiredo et al., no prelo).

Além do esperado efeito da fibra na resistência pós-fissuração do tubo, há outro muito importante já comprovado nos estudos experimentais anteriores. Este efeito é o de aumentar a carga de pico, ou carga máxima de ensaio. Aproveitando os resultados do estudo Figueiredo (2008c) correlacionou-se o teor de fibra com a carga máxima obtida no ensaio e os resultados podem ser observados na Figura 6.45. Os resultados médios de carga máxima por grupo de tubos com mesmo teor de fibras (independentemente do fato de haver carregamento cíclico ou não no caso do estudo de Figueiredo, 2008c)

mostraram muito boa aderência com o consumo de fibras. Isto comprova o efeito das fibras nesta resposta do tubo, devido ao fato de que a fibra dificulta a propagação da fissura que, invariavelmente, começa pela ponta do tubo. Com isto, à medida que a fibra suporta mais carga, dificulta-se a propagação da fissura e mobilizam-se mais a capacidade resistente do componente. Estudos mais aprofundados deverão ser desenvolvidos com o auxílio da modelagem numérica (item 6.4.4) para se entender melhor este comportamento do tubo. Como a fibra altera a carga de pico ou de ruptura e a carga resistente pós-fissuração, deve-se levar em conta estas duas variáveis para a dosagem da mesma. Isto será analisado no item 6.6, dado que estes dois parâmetros são requisitos especificados pela normalização para caracterização das classes resistentes dos tubos.

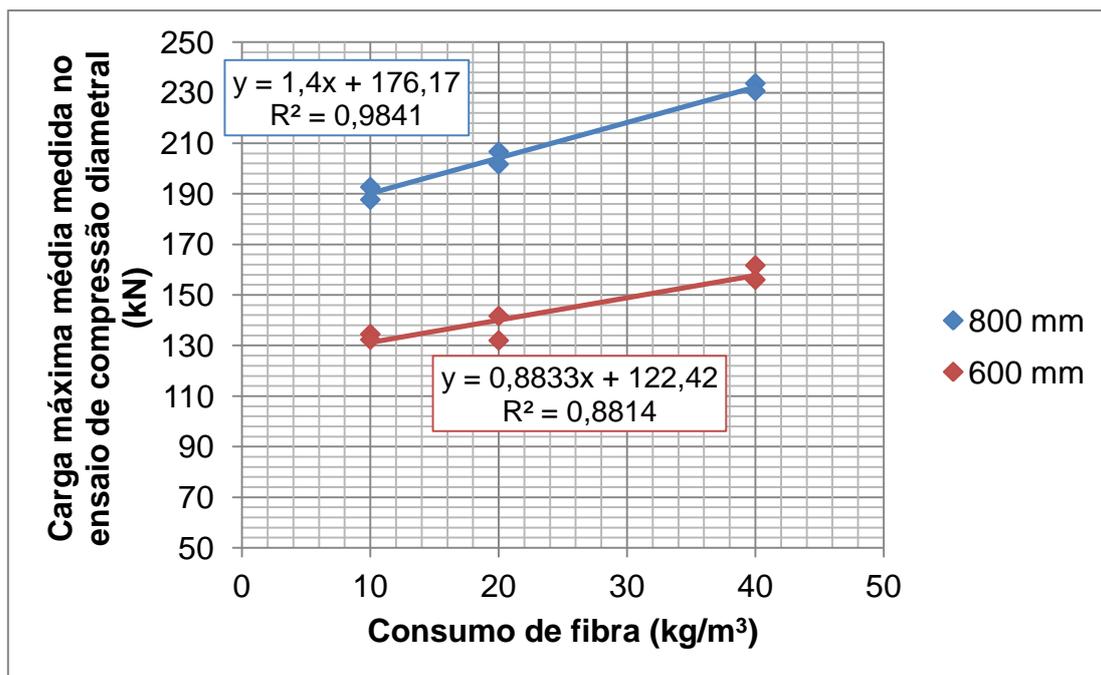


Figura 6.45 – Correlações entre a relação entre as cargas máximas obtidas nos ensaios de compressão diametral de tubos com 600 mm e 800 mm de diâmetro e o consumo de fibras (adaptado de Figueiredo, 2008c e Figueiredo et al. No prelo).

6.4.4 A modelagem do comportamento

As curvas de carga por deslocamento obtidas no estudo de Figueiredo et al. (no prelo) com o transdutor instalado apenas na ponta (posição A da Figura 6.16) apresentam um comportamento muito similar ao modelo físico proposto por de la Fuente et al. (2010) para a modelagem do comportamento do

componente. Nesta série de tubos os deslocamentos atingiam maiores valores com cargas menores, devido à menor rigidez da ponta do tubo. Isto já foi analisado anteriormente por Silva e El Debs (2009) que comprovaram a forte participação da bolsa na condição de rigidez do componente. Com isto o concreto acaba por atingir seu limite de deformação elástica nesta região antes mesmo que ocorra na bolsa e assim a fissuração dos tubos sempre começa pela ponta, como comentado anteriormente. Deve-se ressaltar que este padrão de comportamento é compatível com o modelo proposto por De La Fuente et al. (2010), o qual pode ser visto na Figura 6.46.

Na modelagem do comportamento do tubo durante a realização do ensaio tomou-se por hipótese que há, inicialmente, uma fase elástica (1) onde o comportamento do tubo é linear elástico e pouco afetado pelo tipo de reforço que foi utilizado. Nessa fase, o comportamento é fundamentalmente marcado pelas características da matriz (FIGUEIREDO et al. 2010), o que será também discutido no item 6.5.1. Em seguida ocorre uma fase fissurada (2) que é iniciada na ponta do tubo devido à maior deformação e tensões localizadas que ocorrem no componente. Esta fissuração principia pela face interna da região de coroamento do tubo, onde os esforços de tração são mais intensos. Depois se segue a fase de pré-ruptura (3) onde ocorre a propagação das fissuras. Durante esta propagação é iniciada a fissuração na base e posteriormente nos flancos do tubo, sempre principiando na ponta e propagando para a bolsa. Quando a fissuração chega até a bolsa ocorre a ruptura propriamente dita (4) onde a fissuração fica completa. Nesta situação é comum o aparecimento de quatro fissuras principais, posicionadas no coroamento, na base e nos flancos do tubo, conforme o exemplo apresentado na Figura 6.47. O comportamento do tubo, após a fase de ruptura (5) é, fundamentalmente, governado pelo arrancamento das fibras na região das fissuras que vão se abrindo progressivamente com o aumento do deslocamento imposto durante o ensaio. Por esta razão, a fibra acaba por contribuir para a carga máxima atingida ao final da fase pré-ruptura, ou seja, quando atinge o ponto 4, conforme o discutido no item anterior. Este modelo é mais apropriado à verificação do comportamento do tubo sem a influência da bolsa, o que faz com que a utilização de transdutores nesta parte do tubo seja prioritária.

No trabalho de de la Fuente et al. (no prelo) é apresentado o modelo numérico chamado MAP (*Mechanical Analysis of Pipes*), o qual simula o comportamento dos tubos de concreto com pequenos e médios diâmetros quando reforçados com fibras através de uma análise não linear, baseando-se no modelo comportamental aqui descrito. Neste trabalho, os resultados experimentais de Figueiredo et al. (no prelo), apresentados no item 6.4.2, são contrastados com a resposta prevista no referido modelo numérico. Um exemplo desta comparação se encontra apresentado na Figura 6.48, para os teores de 10 kg/m^3 , 20 kg/m^3 e 40 kg/m^3 , respectivamente. Percebe-se que o modelo consegue representar bem o comportamento do componente para os diferentes níveis de reforço. Ou seja, consegue prever com boa precisão tanto o comportamento de *strain-softening*, como *strain-hardening* que ocorre quando o teor de fibra chega próximo do valor crítico. Assim, os resultados obtidos por Figueiredo et al. (no prelo) possibilitaram a validação do modelo numérico, o que permite então a sua utilização para previsão de comportamento de tubos no futuro. Isto é particularmente interessante pelo fato de as análises experimentais para determinação do reforço adequado a um tubo para atingir os requisitos de determinada classe serem muito dispendiosas, por exigirem a moldagem de uma série de tubos e seu posterior ensaio. Ou seja, a definição da armadura ideal passa por um processo de tentativa e erro que, se não for bem embasado, pode levar a um extenso trabalho experimental com resultados duvidosos. Com a disponibilidade do modelo numérico pode-se então obter previsões de comportamento como a apresentada na Figura 6.49, onde o comportamento de tubos de 400 mm com diferentes reforços de fibra e armadura convencional são apresentados.

No estudo de de la Fuente et al. (no prelo), foi possível concluir que o teor de 10 kg/m^3 seria suficiente para que o tubo atendesse as exigências para a classe EA2. Já para atender as exigências de classe EA3 seria necessária a utilização de um teor de 30 kg/m^3 . Estes teores são bem baixos, sendo que, para atender a exigência da classe resistente EA2 o consumo de 10 kg/m^3 é inferior ao mínimo estipulado pela norma brasileira que é de 20 kg/m^3 . Estes resultados endossam a conclusão do item anterior que a capacidade de reforço da fibra é tão maior quanto menor for o diâmetro do tubo e, por conseguinte, a espessura de sua parede. Assim, a norma brasileira deverá ser revista no

sentido de não prejudicar a competitividade dos tubos de concreto com menores diâmetros, devido à exigência da norma de consumo mínimo de 20 kg/m^3 . Por outro lado, os tubos de concreto de grandes dimensões teriam maior dificuldade de atender as exigências da norma, especialmente para as classes de maior resistência, apenas com o reforço das fibras. Nestes casos, seria muito interessante a utilização de reforço misto de fios de aço e fibras que facilitariam o atendimento às exigências da carga de ruptura e de fissura, respectivamente.

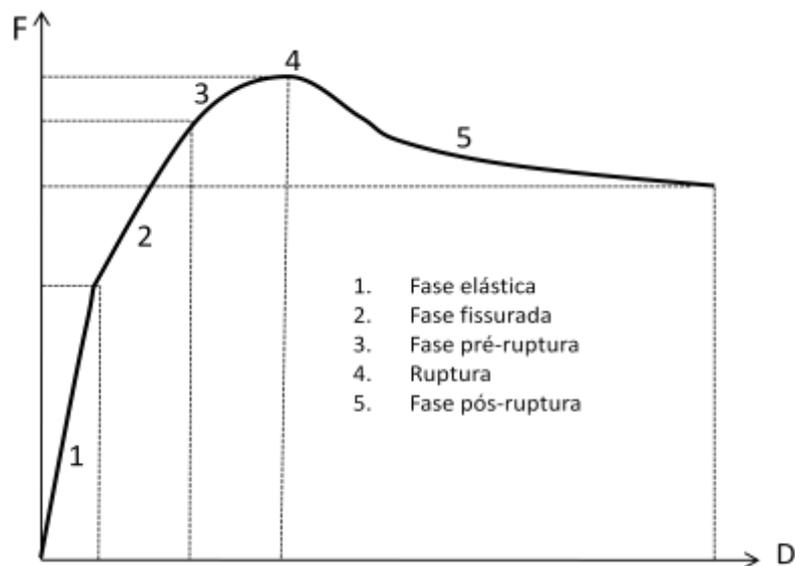


Figura 6.46 – Modelo de representação da curva de carga por deformação diametral dos tubos de concreto durante a realização do ensaio de compressão diametral (adaptado de De La Fuente et al. (2010)).



Figura 6.47 – Tubo rompido com grande nível de deslocamento exibindo as quatro principais rotulações no coroamento, base e flancos(Figueiredo, 2005g).

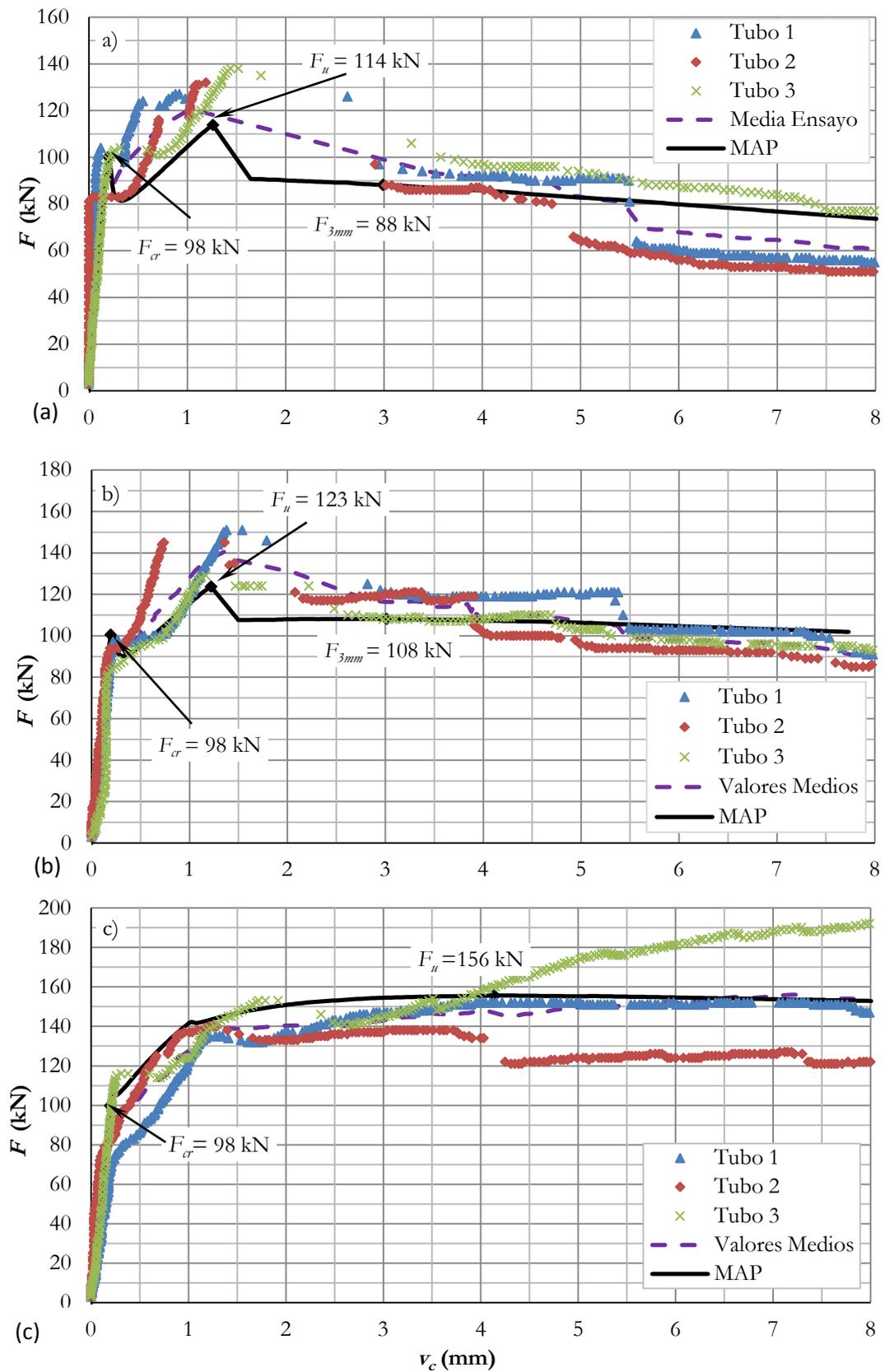


Figura 6.48 – Curva de carga por deslocamento diametral obtida com o modelo numérico e as curvas experimentais obtidas com os tubos com (a) 10 kg/m^3 , (b) 20 kg/m^3 e (c) 40 kg/m^3 de fibras (de la Fuente et al., no prelo).

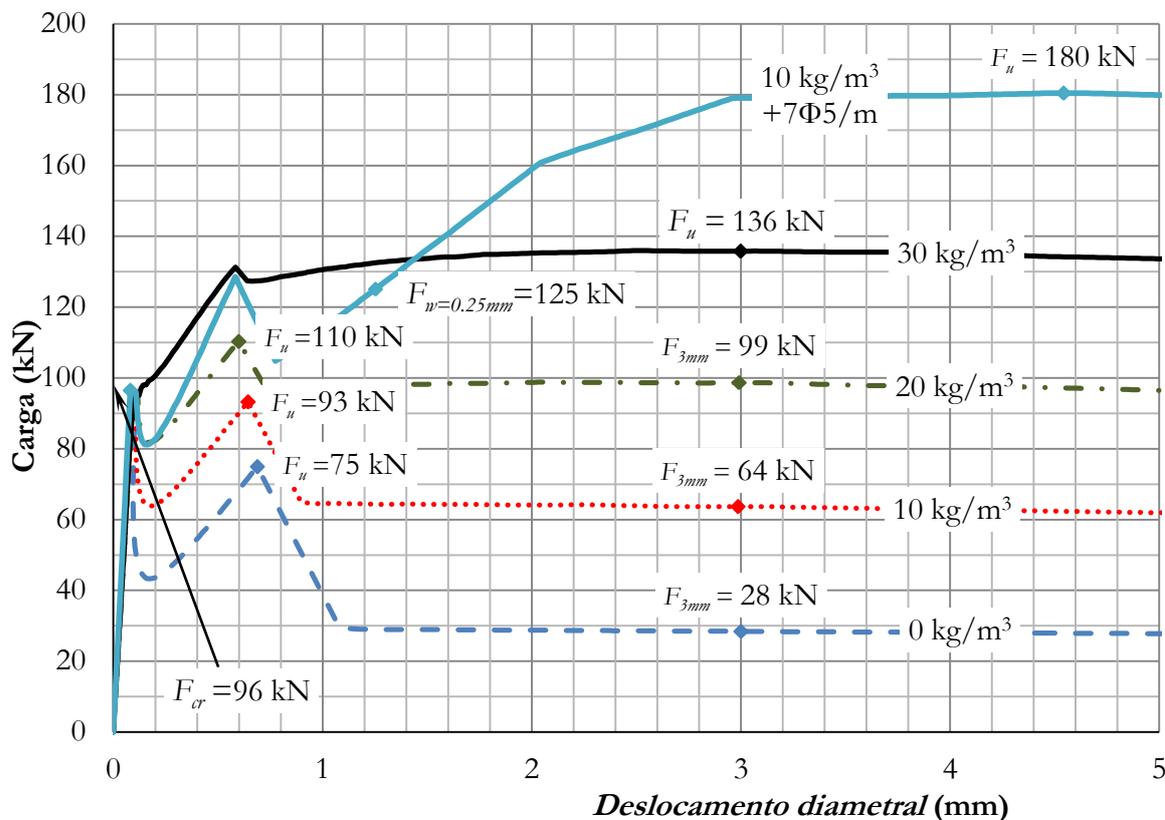


Figura 6.49. Curvas de carga por deslocamento diametral previstas para os tubos com 400 mm de diâmetro nominal de acordo com os resultados previstos pelo modelo MAP (de la Fuente et al., no prelo).

6.5 Controle específico do tubo de concreto com fibras

6.5.1. Esclerometria

No procedimento de controle de aceitação de um lote de tubos de concreto, a norma brasileira ABNT NBR 8890 (2007) exige que sejam claramente definidos os lotes de tubos que serão julgados e que amostras de tubos e de anéis de borracha sejam retiradas para a inspeção. Estes lotes devem ser compostos por, no máximo, 100 peças produzidas num período inferior a 15 dias e numerados seqüencialmente. O responsável pelo controle de aceitação deve realizar inicialmente uma inspeção visual em todas as peças do lote e verificar a presença de defeitos prejudiciais, como fissuras e falhas de moldagem. A norma exige que a conformidade neste requisito atinja, no mínimo, 70% do lote e, caso o lote de tubos apresente não conformidade maior

que 30% na avaliação visual, todo o lote deve ser rejeitado. No caso de rejeição de peças do lote durante a inspeção visual, cuja somatória seja inferior a 30% do lote, substituem-se apenas as peças não conformes.

Já o ensaio de compressão diametral é feito em uma amostra de apenas dois tubos retirada do lote. Isto ocorre devido ao alto custo da realização do ensaio. Como o volume dessa amostra pode corresponder a apenas 2% do lote, é inevitável que surjam dúvidas quanto á representatividade de uma amostra tão reduzida em relação ao lote que está sendo julgado. Quando um dos tubos não atende aos requisitos de desempenho mecânico no ensaio de compressão diametral, a norma prevê a retirada de uma nova amostra, composta de quatro tubos e, caso novamente qualquer um dos quatro tubos seja reprovado, o lote é finalmente rejeitado. O problema é que a norma não define o critério para a seleção dos tubos que serão ensaiados. Assim, pode ocorrer de os tubos serem escolhidos entre aqueles que estão mais próximos da máquina de ensaio ou que apresentem o melhor ou pior aspecto visual, viciando a amostragem contra ou a favor da segurança. Por isso, é interessante utilizar medidas que possam complementar o ensaio de compressão diametral, sem que haja um aumento expressivo nos custos de ensaio, possibilitando caracterizar o comportamento mecânico com maior confiabilidade.

Com isto em vista, foi desenvolvido um estudo experimental de avaliação de aplicabilidade do esclerômetro de reflexão para a avaliação de tubos de concreto para esgoto e águas pluviais (FIGUEIREDO; CHAMA NETO, 2010). Apesar de ter utilizado tubos armados convencionais, os resultados podem servir de bom indicativo para o controle de tubos com qualquer tipo de reforço, como comentado ao final do item. Além disso, a determinação da carga de fissura é mais facilmente obtida para os tubos de concreto armado do que para os tubos de concretos com fibras. Como havia a esperança de uma boa correlação do índice esclerométrico com este parâmetro, devido à forte influência da matriz neste valor, optou-se então por ensaiar tubos de concreto com armadura convencional. Este estudo foi dividido em duas etapas básicas. Na primeira etapa, procurou-se analisar a viabilidade de se correlacionar a resistência do concreto dos tubos ao índice esclerométrico. Numa segunda

etapa foi analisada a possibilidade de se correlacionar alguns parâmetros dos tubos com o índice esclerométrico.

Para a realização deste estudo experimental, foram moldados corpos-de-prova cilíndricos e tubos de concreto variando-se o consumo de cimento. Estes corpos-de-prova e tubos foram levados à ruptura por compressão diametral segundo as normas ABNT NBR 7222 (1994) e ABNT NBR 8890 (2007), respectivamente. Simultaneamente, os corpos-de-prova e os tubos foram ensaiados com o esclerômetro de reflexão, cuja aplicação é regida pela norma ABNT NBR 7584 (1995) para estruturas de concreto convencional. Os corpos-de-prova tinham 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura e foram moldados sobre mesa vibratória e com o auxílio de um soquete, conforme apresentado na Figura 6.50. A opção pelo uso de soquete ocorreu pelo fato de ser um concreto de consistência muito seca, o que impossibilita o uso dos procedimentos convencionais adequados a concretos plásticos. Sem o uso do soquete é praticamente impossível realizar a moldagem dos corpos-de-prova. Já a moldagem dos tubos ocorreu em escala real e com compactação por vibro-compressão. Todos os corpos-de-prova e tubos foram moldados em um único dia e pelo mesmo pessoal.

O volume de concreto dosado foi o suficiente para moldar um tubo de concreto e os corpos-de-prova, de modo a garantir as condições similares às rotineiras da fábrica e constância do traço. Os consumos de cimento utilizados foram 200kg/m^3 , 250kg/m^3 , 300kg/m^3 , 350kg/m^3 e 400kg/m^3 . Com isto variou-se a resistência do material, a qual era o foco principal do estudo. Os traços utilizados se encontram apresentados na Tabela 6.1. Os corpos-de-prova foram ensaiados quanto à resistência à tração por compressão diametral segundo a norma ABNT NBR 7222 (1994). Foram utilizados dois corpos-de-prova por determinação. As idades de ensaio escolhidas foram um, sete e vinte e oito dias. O procedimento experimental consistia na aplicação de um pré-carregamento de 20 kN no corpo-de-prova inicialmente. Com o corpo-de-prova travado realizava-se o ensaio de esclerometria e, em seguida, o mesmo corpo-de-prova era levado à ruptura. Em seguida eram realizados os ensaios com o esclerômetro de reflexão (Figura 6.51). Ao final, os tubos eram carregados até a sua ruptura no ensaio de compressão diametral. Dadas as grandes

dimensões das peças, foram realizadas doze determinações com o esclerômetro, sendo seis em cada lado do tubo.



Figura 6.50 – Moldagem dos corpos de prova cilíndricos com soquete sobre mesa vibratória (Figueiredo; Chama Neto, 2010).

Tabela 6.1 – Traços utilizados para a correlação da resistência á tração do concreto com o índice esclerométrico (Figueiredo; Chama Neto, 2010).

Traço	Consumo (kg/m ³)					
	Cimento	Areia Artificial Grossa	Areia Artificial Fina	Pedrisco Fino	Pedrisco Grosso	Água
1	200	794,5	342,6	452,9	684,5	90
2	250	742,2	321,5	441	666,4	112,3
3	300	687,8	296,7	433,3	652,3	133,9
4	350	634,5	271,9	425,4	638,1	155
5	400	570	424,5	423,2	636,9	175,2

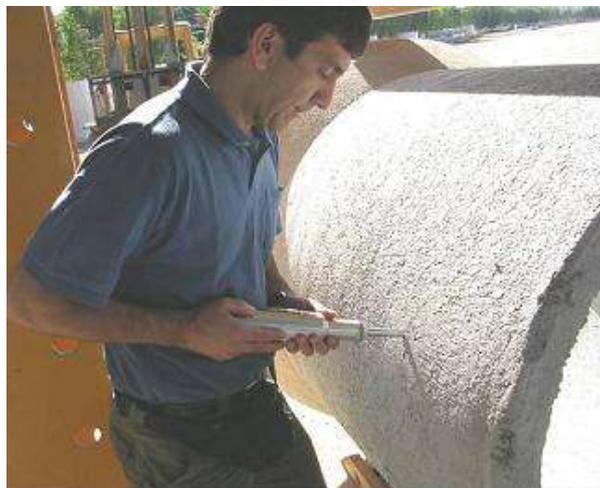


Figura 6.51 – Realização do ensaio com o esclerômetro de reflexão no tubo de concreto (Figueiredo; Chama Neto, 2010).

Não foram alcançadas boas correlações entre os resultados obtidos no ensaio de tração por compressão diametral com consumo de cimento para cada faixa de idade do concreto. Houve uma grande variação no resultado em função das dificuldades inerentes à moldagem de corpos-de-prova com concretos muito secos. Este comportamento é típico dos concretos secos que dependem das condições do processo de produção, como é o caso dos tubos, dos blocos de concreto (TANGO, 1994) e do concreto projetado (PRUDÊNCIO, 1993; FIGUEIREDO, 1999b). Mesmo com o uso de soquetes e mesa vibratória, é difícil garantir a compactação perfeita do corpo-de-prova. Isto endossa o proposto como procedimento de dosagem dos tubos de CRF, o qual está apresentado no item 6.6. Tal fato também corrobora a opção da norma por não utilizar ensaios de compressão em corpos-de-prova cilíndricos para o controle de tubos de concreto. Devido a isto e ao fato de se ter como principal objetivo correlacionar a resistência da matriz com o índice esclerométrico, concentrou-se a análise na obtenção desta correlação independentemente da idade ou consumo de cimento utilizado. Ou seja, correlacionou-se a resistência à tração por compressão diametral e o índice esclerométrico obtido em cada corpo-de-prova, independentemente de idade e consumo de cimento. Esta correlação foi feita e o resultado obtido pode ser observado no gráfico da Figura 6.52. Percebe-se uma aderência razoável dos resultados, o que foi comprovado pelo coeficiente de correlação r^2 de 0,7651. Ou seja, pode-se dizer que existe a possibilidade de verificação da qualidade da matriz de concreto usada no tubo pelo uso do esclerômetro de reflexão. No entanto, procurou-se verificar o resultado diretamente no tubo, o que era o objetivo principal do trabalho.

Os resultados obtidos durante os ensaios de esclerometria e compressão diametral dos tubos (carga de fissura e carga de ruptura) foram correlacionados entre si conforme o apresentado na Figura 6.53. Verificou-se pelos índices de correlação obtidos que as regressões tiveram boa aderência para a carga de fissura e não tão boa para a carga de ruptura. Isto é explicável pelo fato da carga de fissura ser diretamente influenciada pela qualidade da matriz de concreto e, por conseqüência, ter direta interferência no índice esclerométrico. Já a carga de ruptura é muito mais afetada pela armadura do tubo e, conseqüentemente, não afeta o resultado obtido com o esclerômetro

que avalia apenas a superfície da peça. Isto é justificado pelo fato da carga de fissura depender mais diretamente da qualidade da matriz de concreto do tubo, enquanto a carga de ruptura representa mais o comportamento estrutural do componente envolvendo a interação entre matriz e armadura. Além disso, o baixo nível de correlação pode ser atribuído também ao reduzido número de ensaios realizados (apenas um tubo por traço), o que implica numa amostragem muito reduzida. Além disso, há toda uma dificuldade de determinação da carga de fissura, que depende da habilidade do laboratorista conforme discutido no item 6.5.2. No entanto, apesar de todas estas limitações, a tendência de aumento do índice esclerométrico com o aumento da carga de fissura fica evidente a partir da observação dos resultados. Dessa maneira, evidencia-se a possibilidade de se obter correlações entre o índice esclerométrico e a carga de fissura para uma avaliação de um maior número de tubos. Vale ressaltar que, apesar do baixo número de tubos usados, o coeficiente de correlação obtido para a carga de fissura nos tubos foi superior ao obtido com corpos-de-prova cilíndricos.

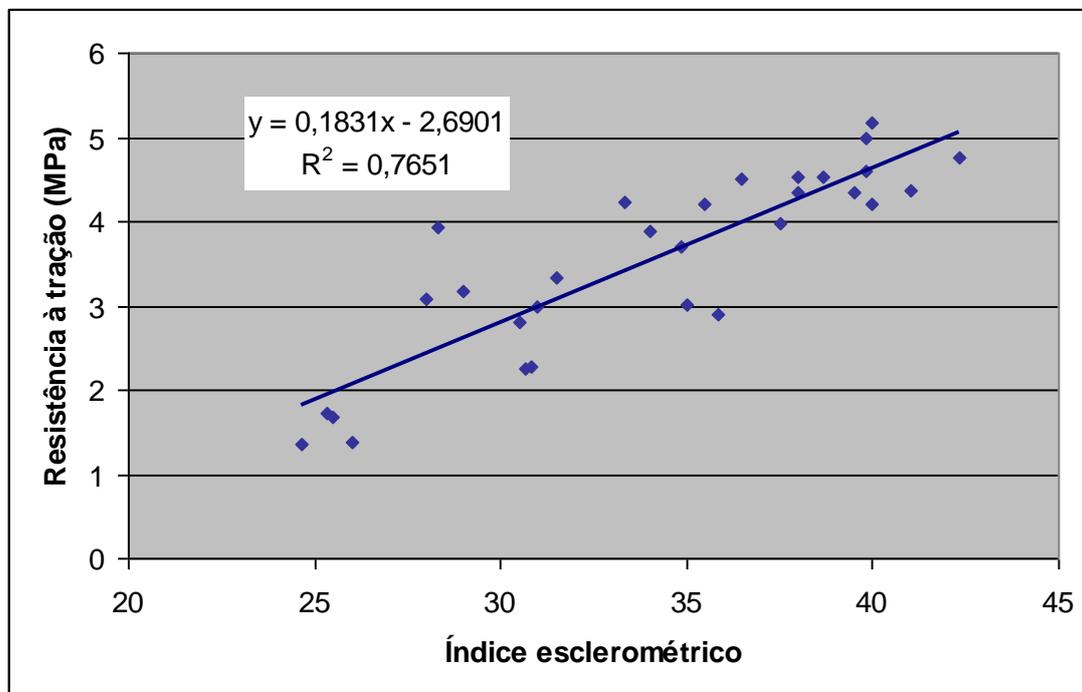


Figura 6.52 – Correlação entre a resistência à tração e o índice esclerométrico medidos em corpos-de-prova cilíndricos moldados com o concreto utilizado nos tubos (Figueiredo; Chama Neto, 2010).

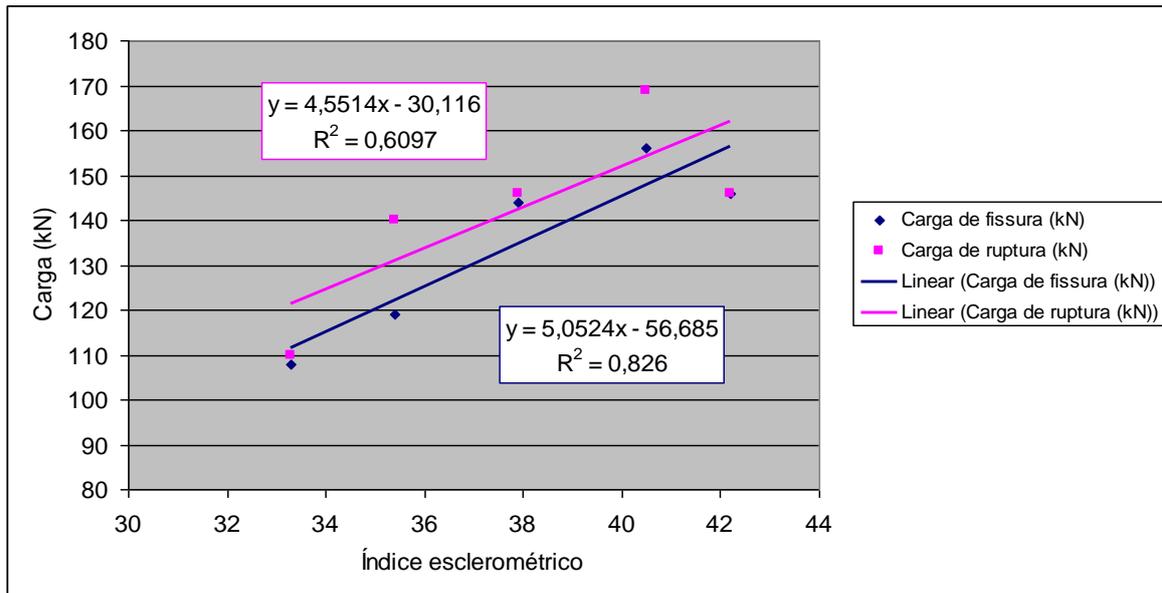


Figura 6.53 – Resultados obtidos para a correlação entre o índice esclerométrico e a carga de trinca e ruptura dos tubos (Figueiredo; Chama Neto, 2010).

Também foi feita uma correlação entre o índice esclerométrico médio e o consumo de cimento utilizado na produção do tubo. Além de ser um parâmetro da norma ABNT NBR 8890 (2007), que estabelece um consumo mínimo de cimento, ele acaba por interferir na qualidade da matriz e, em parte, no comportamento estrutural do componente, seja ele reforçado por armadura convencional ou fibras. Esta correlação está apresentada na Figura 6.54, onde é possível perceber que o valor da correlação foi excelente, com coeficiente de correlação muito próximo do valor unitário. Ou seja, pode-se afirmar que o uso do esclerômetro é um meio promissor de avaliar a qualidade da matriz utilizada na produção dos tubos, dado que é sensível à dureza superficial do concreto (FIGUEIREDO, E. 2005). No entanto, não seria um substitutivo para o ensaio de compressão diametral, que tem um papel fundamental na avaliação do comportamento estrutural do componente.

O ensaio de esclerometria poderia sim servir de recurso complementar para a avaliação da qualidade da matriz e até para a estimativa da carga de fissura do tubo. Melhores correlações do índice esclerométrico com os resultados do ensaio de compressão axial dos tubos poderão ser obtidas se um maior número de tubos for ensaiado. Isto porque o uso do esclerômetro em conjunto com o ensaio de compressão diametral poderá fornecer uma maior confiabilidade à sistemática de controle que, por norma, utiliza um número

reduzido de amostras para a avaliação do comportamento mecânico. Assim, o maior nível de eficiência do ensaio de esclerometria estaria no controle da qualidade da matriz sem que houvesse a realização de um ensaio destrutivo. Ou seja, pode ser um excelente instrumento de verificação da homogeneidade de produção de um lote de tubos destinado a sistemas de águas pluviais ou esgoto sanitário.

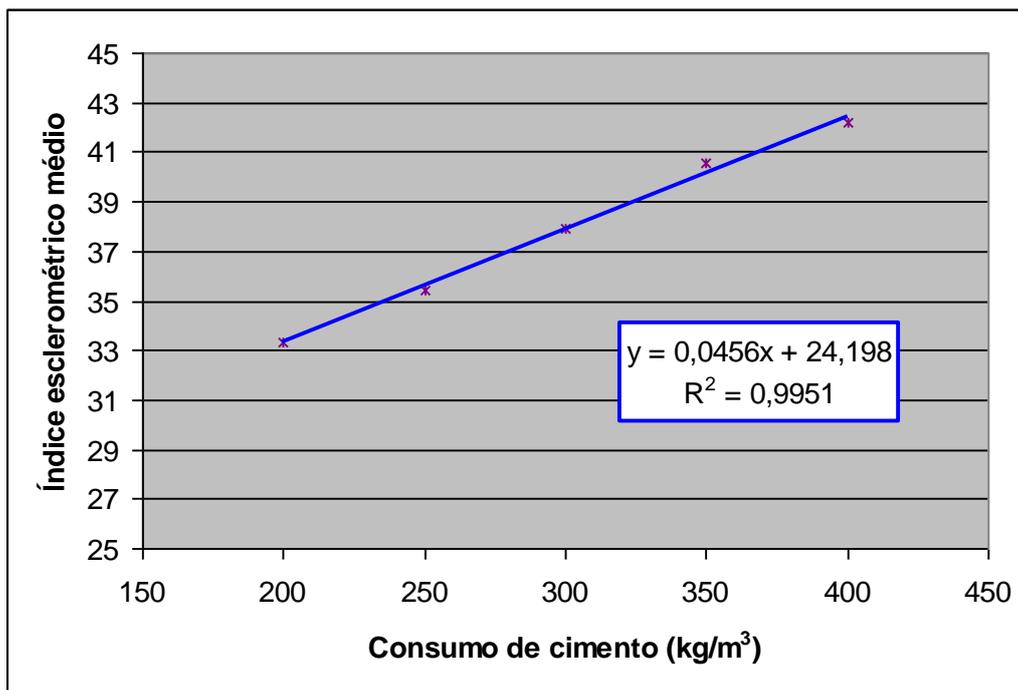


Figura 6.54 – Correlação entre consumo de cimento do concreto do tubo e o índice esclerométrico médio obtido no mesmo tubo aos 28 dias de idade (Figueiredo; Chama Neto, 2010).

6.5.2 Ensaio de compressão diametral

Como abordado em itens anteriores, há uma série de vantagens para a realização do ensaio de compressão diametral com controle eletrônico de deslocamentos. Este controle permitiria uma análise mais precisa do reforço de fibra para o tubo de concreto, da mesma forma que o uso do “yoke” permite que o ensaio de tração na flexão seja um ensaio básico para o controle do CRF. Assim, a realização do ensaio de compressão diametral com o uso dos LVDTs da maneira como proposto no item 6.4.1 permite a avaliação mais precisa do comportamento do componente e aumenta a confiabilidade do ensaio, dado que não fica tão dependente da habilidade do laboratorista. Além

disso, se o teor de fibras for elevado, tornando o comportamento do tubo próximo do elasto-plástico perfeito, como ocorreu no caso do tubo de 600 mm com 40 kg/m^3 de fibra de aço (item 6.4.2), torna-se impossível verificar quando a carga cai a 95% do valor máximo em um nível de deslocamento aceitável.

Com o controle de deslocamentos, há uma maior precisão na avaliação do atendimento do componente às exigências da norma, como ocorre no exemplo apresentado na Figura 6.55. Neste gráfico de um ensaio cíclico, executado seguindo exatamente o procedimento definido pela norma (item 6.3.2) estão definidos os limites da carga mínima isenta de dano e da carga de ruptura. O tubo de concreto foi reforçado com 40 kg/m^3 de fibra de aço Al com 60 mm de comprimento e 80 de fator de forma. Claramente o tubo suporta a tensão da carga mínima isenta de dano de 120 kN no primeiro ciclo de carregamento e supera o requisito para a carga de ruptura que é de 180 kN, pois chegou a atingir algo acima dos 210 kN. No segundo ciclo de re-carregamento, a carga máxima atingida supera os 180 kN, indicando que atendeu com grande sobra a exigência de $1,05 \times 120 \text{ kN}$, ou seja, 126 kN. Obviamente, este tubo foi capaz de suportar a carga de 120 kN por um minuto no segundo ciclo de carregamento do tubo. Na verdade, o tubo já fissurado no segundo ciclo seria capaz de atender as exigências de carga de ruptura especificadas na norma para a classe EA2.

No gráfico apresentado na Figura 6.56 é possível observar a não conformidade do tubo de concreto reforçado com apenas 10 kg de fibra por metro cúbico de concreto. Nesta figura observa-se que o tubo atende ao requisito da carga mínima isenta de dano no trecho linear inicial da curva, onde o concreto responde pelo comportamento do material. No entanto, com o prosseguimento do carregamento inicial, não consegue atingir a carga de ruptura mínima correspondente a 180kN, por muito pouco. Da mesma forma, ao se proceder ao re-carregamento do tubo, não se consegue atingir a carga mínima isenta de dano e, muito menos, mantê-la por um minuto conforme é exigência da norma atual. Assim, apesar deste tubo ter uma condição de trabalho razoável, se não houver fissuração do mesmo, a norma não permite a sua aprovação pelo fato de não atender ao requisito de resistência e não haver uma ductilidade mínima no comportamento do componente, o que é caracterizado pela resistência do mesmo durante a execução do segundo ciclo

de carregamento, que é uma forma de avaliar sua resistência pós-fissuração. Esta ductilidade é uma condição de segurança para a utilização do tubo para sistemas de coleta de águas pluviais e esgoto. Isto ocorre porque a ruptura frágil do mesmo poderá significar elevados riscos ao pessoal que venha a trabalhar no seu interior, bem como para qualquer que seja a utilização dada à superfície da região onde o mesmo tenha sido instalado.

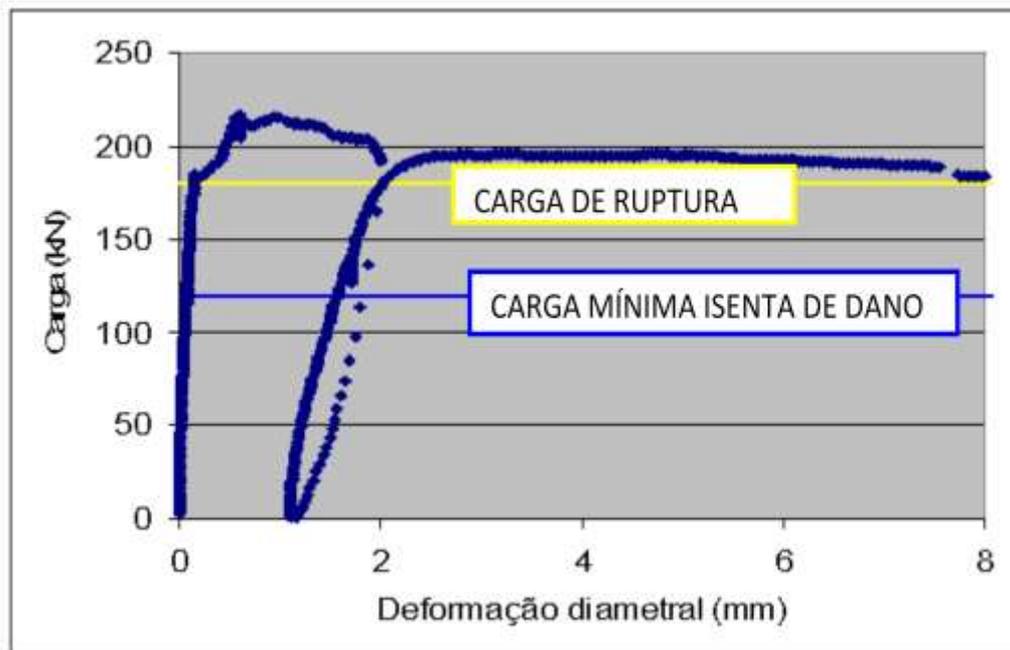


Figura 6.55 – Tubo de concreto EA2 de 2,5m de comprimento com um consumo de fibras de 40kg/m^3 ensaiado segundo a norma brasileira apresentando conformidade (exigência de 120kN para carga mínima isenta de dano e 180kN para carga de ruptura) (Figueiredo, 2008d).

Pelo aqui apresentado, fica claro que o ensaio de compressão diametral de três cutelos é elemento fundamental para a verificação da conformidade dos tubos durante o controle de qualidade de aceitação ou de produção. Assim, é inadmissível negligenciar este aspecto estabelecido pela norma brasileira ABNT NBR 8890 (2007). O fato de ser um ensaio caro, até pelo fato do corpo-de-prova ter um custo elevado, não justifica a sua eliminação, dado que ainda não há sistemas de controle que possam substituí-lo e garantir o atendimento às exigências quanto ao comportamento mecânico. Para sua maior efetividade, este ensaio pode ser associado a outros não destrutivos, como apresentado para o ensaio de esclerometria no item anterior. Além disso, outros aspectos

devem ser avaliados de maneira complementar, conforme o discutido no próximo item.

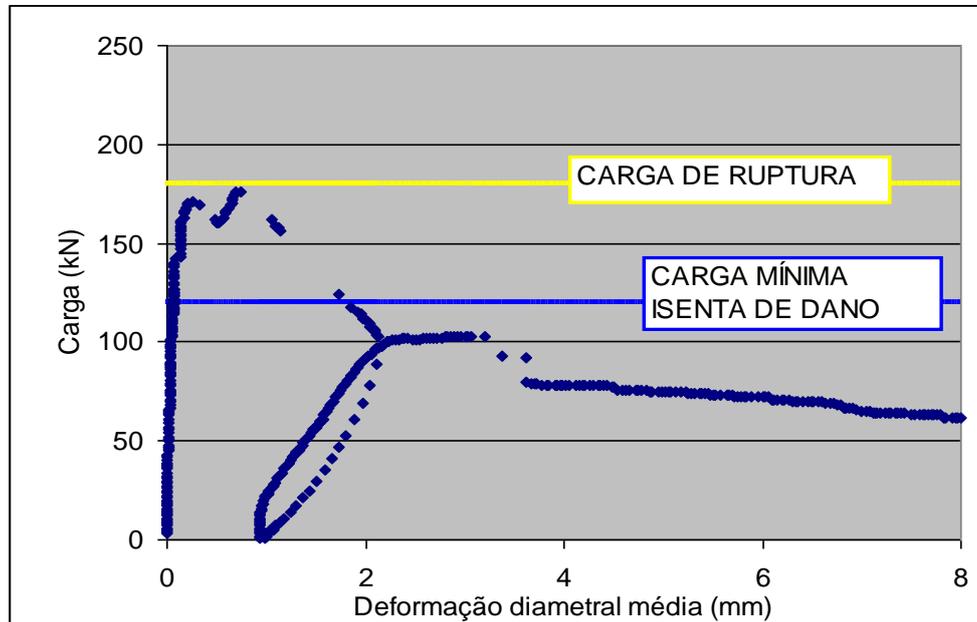


Figura 6.56 – Tubo de concreto EA2 de 2,5m de comprimento com um consumo de fibras de 10kg/m^3 ensaiado segundo a norma brasileira e não apresentando conformidade (exigência de 120kN para carga mínima isenta de dano e 180kN para carga de ruptura) (Figueiredo, 2008d).

6.5.3 Outras avaliações

Conforme o apresentado por Figueiredo e Chama Neto (2007), e discutido no item 6.3.3, a norma ABNT NBR 8890 (2007) estabelece outras exigências ligadas à utilização de fibras de aço que também devem ser controladas. Apesar das dúvidas geradas pelos novos conhecimentos (item 6.4.3) a respeito do teor mínimo de fibras de 20 kg/m^3 estabelecido pela norma, esta exigência continua válida até que a norma seja revisada. No entanto, a própria norma não estabelece o método ou procedimento de como este teor mínimo deve ser verificado. Por isso, realizou-se o estudo de Zogbi, Escariz e Figueiredo (2010), que foi discutido no item 3.4, e que propõe um método simples para esta determinação e que pode ser realizado em conjunto com os ensaios de determinação do nível de absorção do concreto prescritos pela norma ABNT NBR 8890 (2007).

A restrição ao tipo de fibra AI como o único a ser utilizado no reforço estrutural dos tubos é facilmente apurado durante a verificação do teor utilizado na produção do tubo. Isto porque a extração de fibras permite a verificação do tipo utilizado por uma simples análise visual. Além disso, a adequação da fibra pode ser verificada através da realização dos ensaios prescritos pela própria norma ABNT NBR 15530 (2007), conforme o apresentado no item 2.1.

Conforme já mencionado no item 6.3.3, a norma ABNT NBR 8890 (2007) estabelece critérios para a tolerância quanto à existência de fibras aparentes, o que pode ser verificado pela inspeção visual a que é submetido todo o lote durante o processo de controle de aceitação. Além disso, deve-se realizar o ensaio de estanqueidade (Figura 6.20) e demais avaliações similares às executadas para os tubos com reforço convencional, o que não implica em nenhuma exigência de capacitação adicional em relação àquilo que deve ser a prática rotineira de controle de qualidade no setor.

6.6 Dosagem das fibras

Naturalmente, a dosagem da fibra irá depender da dosagem adequada da matriz, dado que a interação entre ambas vai definir o comportamento do compósito (item 2.3). A dosagem do compósito deve ser feita de modo a atender as exigências de trabalhabilidade e de desempenho mecânico especificadas para o tubo. As exigências de trabalhabilidade são o que se pode apontar como a grande fronteira de futuros estudos para esta aplicação, dado que as alternativas utilizadas não ultrapassam as limitações dos procedimentos de tentativa e erro. Assim, estudos abordando a reologia do comportamento dos concretos secos com fibras podem ser apontados como uma necessidade futura de pesquisa. Além disso, a matriz também é responsável pelo atendimento da exigência física de absorção máxima (ABNT NBR 8890, 2007). Esta norma exige absorção máxima de água em relação à sua massa seca limitada a 6% para tubos de esgoto sanitário e 8% para tubos de água pluvial. Uma das principais preocupações é a verificação da possível interferência da fibra no grau de absorção do concreto. No estudo de Chama Neto e Figueiredo (2003) demonstrou-se que não houve qualquer influência do tipo e do teor de

fibra no nível de absorção do concreto, sendo este governado também pela matriz e pelo equipamento utilizado na produção do tubo.

A matriz de concreto também é responsável pelo atendimento à exigência da carga mínima isenta de dano, como se prevê do comportamento do tubo durante o ensaio de compressão diametral (item 6.4.4). A partir dos dados publicados no estudo de Figueiredo e Chama Neto (2010) a respeito do uso de esclerometria na avaliação de tubos (item 6.5.1) foi possível elaborar o gráfico apresentado na Figura 6.57. Apesar do número limitado de ensaios, pode-se concluir que os resultados endossam o fato de a qualidade da matriz interfere diretamente na resistência à tração do concreto e, conseqüentemente, na carga de fissura do tubo. Com isto a definição do consumo de cimento, durante o processo de dosagem da matriz do tubo é fundamental para a determinação da carga de fissura e, por conseqüência, do atendimento às exigências da carga mínima isenta de dano especificada pela norma (ABNT NBR 8890, 2007) para os tubos de concreto reforçados com fibras.

Assim, pode-se concentrar a dosagem da fibra no atendimento dos demais requisitos mecânicos estabelecidos pela norma para a definição da classe resistente do tubo (item 6.3.2), quais sejam, a carga de ruptura, a manutenção da carga mínima isenta de dano por um minuto durante o segundo carregamento e a carga mínima exigida para o valor máximo atingido durante o segundo carregamento.

Como já discutido no item 6.4.3, as fibras interferem diretamente nos resultados de carga de ruptura e carga resistida na fase pós-fissuração da matriz. Assim, variando-se o consumo de fibra pode-se obter uma correlação entre este consumo e a carga de ruptura, conforme o exemplo apresentado no gráfico da Figura 6.45 para duas séries de tubos produzidos com diferentes diâmetros. Logo, no estabelecimento de um procedimento de dosagem, pode-se fixar uma matriz que atenda as exigências de trabalhabilidade variando-se o consumo de fibra. Desta maneira é possível estabelecer uma correlação similar às apresentadas na Figura 6.45 e definir o consumo de fibra que atende às exigências de carga de ruptura.

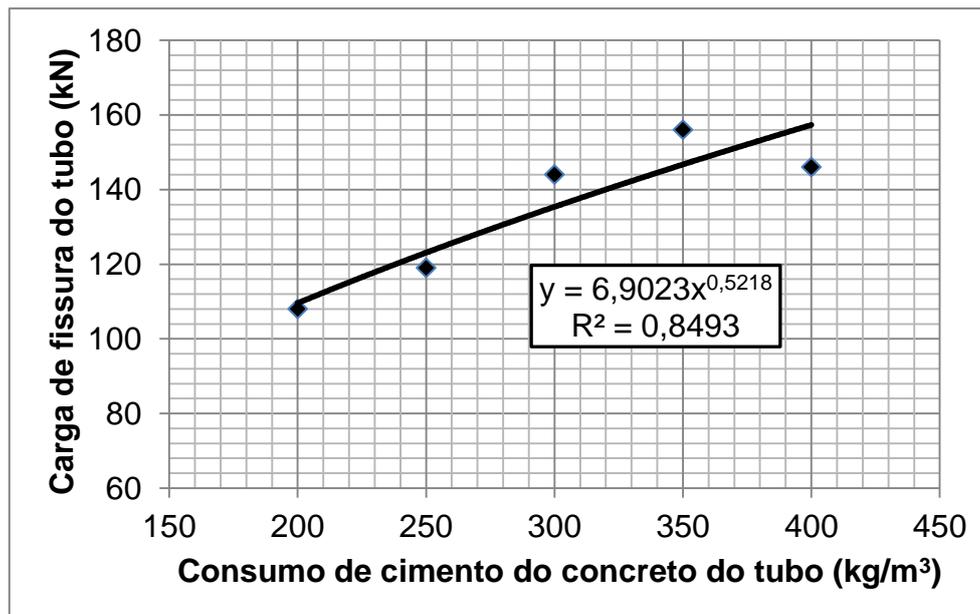


Figura 6.57 – Correlação entre a carga de fissura e o consumo de cimento da matriz de tubos de concreto armados convencionalmente obtida a partir dos resultados de Figueiredo e Chama Neto (2010).

A dosagem da fibra deve prosseguir a partir da verificação da resposta do componente no segundo ciclo de carregamento. Assim, deve-se verificar se o tubo é capaz de suportar uma carga de valor igual à carga mínima isenta de dano no segundo carregamento. No entanto, se o processo de dosagem terminasse por aqui há nitidamente o risco de haver um excesso no consumo de fibra. Esta preocupação é pertinente quando se tem em conta que a norma europeia (NBN EN1916, 2002) não exige a determinação da carga máxima durante o re-carregamento. Assim, um tubo que esteja reforçado com um elevado teor de fibras, como é o caso do exemplo apresentado na Figura 6.55, pode ultrapassar em muito o desempenho estabelecido para o tubo, utilizando um teor de fibra muito maior que o ótimo. Por esta razão, a norma brasileira estabeleceu o requisito de carga mínima no segundo ciclo de carregamento, que corresponde a um acréscimo de 5% na carga mínima isenta de dano. Desta forma, o procedimento de dosagem fica facilitado quando se foca a otimização do consumo de fibra para o atendimento da exigência mínima de carga a ser atingida no segundo ciclo de carregamento. Atendendo-se a esta exigência, também se terá garantido o atendimento à exigência da manutenção da carga mínima isenta de dano por um minuto durante este segundo ciclo.

No estudo experimental apresentado por Figueiredo (2008c), em parte discutido nos itens 6.4.1 e 6.4.2, foi possível estabelecer uma correlação entre

a carga máxima atingida no segundo ciclo de carregamento e o consumo de fibras, conforme o apresentado na Figura 6.58.

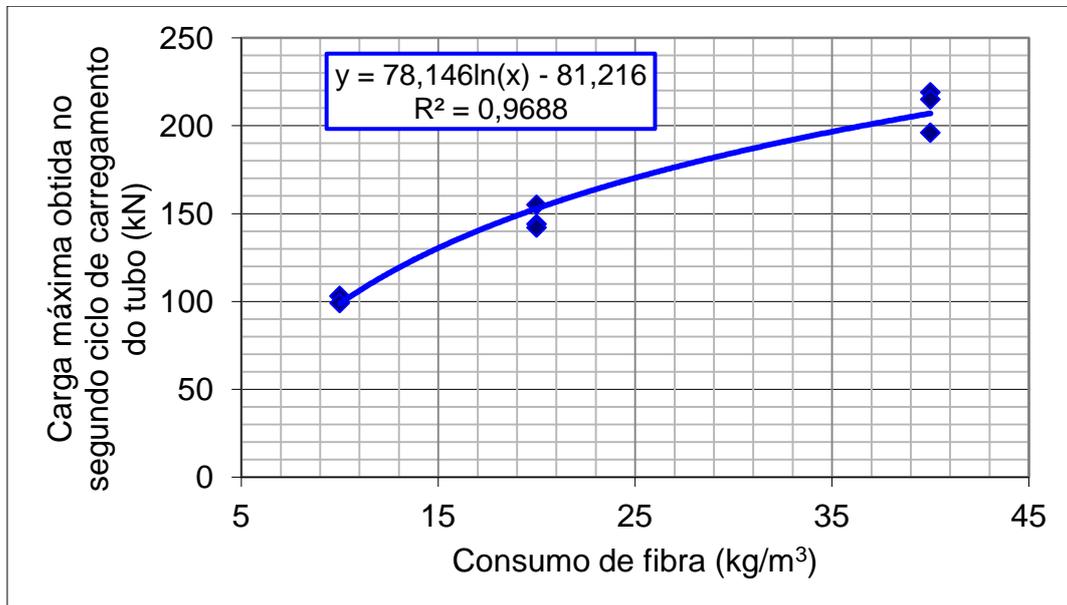


Figura 6.58 – Correlação entre a carga máxima obtida no segundo ciclo de carregamento e o consumo de fibra de aço em tubos de 800 mm de diâmetro (Figueiredo, 2008c).

Os melhores níveis de correlação foram obtidos com o modelo linear para a correlação entre a carga de ruptura (Figura 6.45) e com o logarítmico para a carga máxima obtida no segundo ciclo de carregamento (Figura 6.58), respectivamente. Apesar desta diferença, percebe-se que o ganho de carga resistida proporcionado pela fibra é mais intenso para a fase pós-ruptura, onde a sua atuação é fundamental, dado que é o único elemento atuando na transferência de tensões ao longo das fissuras que já seccionaram o tubo ao longo de todo o seu comprimento. O comportamento assintótico, obtido para a correlação entre a carga resistida na fase pós-fissuração e o consumo de fibras é muito similar ao verificado para o concreto plástico (item 4.1.1) e para o concreto projetado (item 4.2.1). Além da carga máxima obtida no segundo ciclo de carregamento, a correlação logarítmica apresentou bons níveis de aderência para a correlação entre a relação de cargas resistidas a um dado nível de deslocamento diametral e o consumo de fibras, como os exemplos apresentados na Figura 6.32 e 6.44. No entanto, há exceções, como os gráficos da Figura 6.45, onde a melhor aderência ocorreu com a correlação linear entre os valores. De qualquer forma, os níveis de correlação, avaliados pelo coeficiente de correlação, indicam uma grande facilidade de se realizar

regressões confiáveis. No entanto, o modelo logarítmico é mais compatível com o esperado comportamento assintótico (capítulo 4).

Uma vez estabelecidos estes gráficos, pode-se então realizar a determinação do consumo de fibra que atenda o valor médio exigido para cada carga especificada. Assim, por exemplo, pode-se estabelecer, a partir do gráfico apresentado na Figura 6.45, qual é o consumo de fibras necessário para o atendimento à exigência de 180 kN definida pela norma para um tubo EA2, com 800 mm de diâmetro nominal e 2500 mm de comprimento (Tabela 6.2). Neste caso, o consumo obtido de fibra determinado pela correlação corresponde a $2,7 \text{ kg/m}^3$, ou seja, quase não se faz necessária a utilização de fibra para o atendimento a esta exigência. Se, por outro lado, a classe de resistência fosse EA3, onde a carga de ruptura mínima exigida é de 240 kN, o consumo de fibras obtido pela correlação seria $45,6 \text{ kg/m}^3$. Isto demonstra que a eficácia do reforço da fibra para o atendimento da exigência de ruptura é maior para os tubos de menor classe de resistência. Além disso, seria muito mais efetivo realizar uma nova dosagem para a matriz de concreto de modo a atender este requisito, dado que o aumento do consumo de fibras traria, necessariamente, um grande incremento nos custos. Em outras palavras, não é viável utilizar altos teores de fibras para compensar deficiências da matriz.

Para o caso da resistência máxima obtida no segundo ciclo de carregamento, ou seja, na fase pós-ruptura, os consumos de fibras determinados pela curva de dosagem da Figura 6.58 é $14,2 \text{ kg/m}^3$, para se atender a exigência de carga mínima obtida no segundo ciclo de 126 kN. No entanto, se a classe do tubo fosse EA3, esta carga mínima passaria para 189 kN, o que corresponde a um teor de fibras de $31,8 \text{ kg/m}^3$. Assim, percebe-se que a fibra possui maior efetividade para contribuir no atendimento às exigências de carga resistida na fase pós-fissuração, quando se compara estes resultados com os obtidos para a carga de ruptura. Assim, se a classe de resistência do tubo fosse EA2, o teor crítico seria o correspondente à carga máxima a ser atingida no segundo ciclo de carregamento, correspondente a $14,2 \text{ kg/m}^3$, bem superior aos $2,7 \text{ kg/m}^3$ necessários para atender a carga de ruptura. Por outro lado, se a classe do tubo fosse EA3, o teor crítico seria o da carga de ruptura ($45,6 \text{ kg/m}^3$) que superou em 50% o teor demandado para o atendimento à exigência de resistência de pico no segundo ciclo de

carregamento ($31,8 \text{ kg/m}^3$). Ou seja, para o caso dos tubos de classe superior o uso de fibras como único reforço não é a solução mais econômica, da mesma forma como ocorre para os tubos de maiores diâmetros, conforme o apresentado no item 6.4.4.

No entanto, vale ressaltar que nestes valores de consumo determinados por estas curvas de dosagem não está sendo levada em conta a variabilidade do resultado de ensaio e, dessa forma, no caso de adoção deste teor, haveria a probabilidade de 50% de rejeição do lote executado nesta condição. Assim, estudos futuros devem ser realizados para a determinação desta variabilidade que, apesar de baixa (FIGUEIREDO, 2008c), não pode ser desprezada e tem difícil determinação por estudos com número reduzido de amostras.

Deve-se ter muito cuidado na dosagem da fibra para os tubos de concreto, dado que o desempenho final depende muito do equipamento utilizado. Assim, uma dosagem adequada para uma fábrica e um determinado equipamento pode não ser adequada para outros tubos produzidos na mesma fábrica só que em um equipamento diferente. Além disto, se houver mudanças na matriz, como uma alteração no tipo de cimento utilizado, nova dosagem específica deve ser realizada. Obviamente, cada diâmetro de tubo produzido numa fábrica deverá ter uma dosagem específica, pois quanto maior for este diâmetro, maior será a exigência de trabalho para a fibra e, conseqüentemente, maior será o teor necessário para atender os requisitos de desempenho (item 6.4.3). Além disso, se houver uma alteração no tipo de fibra utilizado, necessariamente deverá haver a realização de um novo estudo de dosagem.

6.7 Comentários finais

Apesar de ser um texto circunstanciado da produção científica do autor na área dos tubos de CRF, pode-se tirar algumas conclusões. A primeira delas é que a efetividade de reforço da fibra no tubo é ampliada pelo fato de aplicá-las em pequenas espessuras de parede de concreto, com um maior nível de alinhamento das mesmas. Com isto, é possível atingir o volume crítico de fibras com teores cerca de 50% menores que para o concreto plástico convencional. Vale ressaltar que esta eficácia é tão maior quanto menor for o diâmetro nominal do tubo e, portanto, menor é a espessura da parede.

Para a análise do comportamento do tubo reforçado com fibras é muito mais eficaz a utilização de métodos de ensaio mais sofisticados, com a determinação das curvas de carga por deslocamento diametral através do uso de transdutores. Com isto, tem-se um melhor mapeamento do comportamento do compósito. A utilização de um transdutor na ponta do tubo parece ser a solução mais promissora devido à maior simplicidade do procedimento e a maior proximidade do resultado com o comportamento previsto nos modelos que não incorporam a influência da bolsa. Isto não é possível de se obter através da execução do ensaio tal como está normalizado no Brasil e na Europa, dado que, neste caso há apenas a verificação das cargas sem o levantamento da curva de carga por deslocamento. No caso Europeu a situação é ainda mais crítica, pois não se determina a carga máxima pós-fissuração e, por conseguinte, não há como verificar a variabilidade da resistência residual que é afetada diretamente pelas fibras. Como é um ensaio mais caro e realizado em pequenas quantidades, é conveniente haver um maior rigor na sua execução de modo a possibilitar uma melhor verificação do comportamento do componente, com menos riscos de influência do laboratorista. Além disso, pode-se complementá-lo futuramente com a utilização de ensaios não destrutivos, como é o caso da esclerometria de modo a ter uma avaliação mais abrangente do potencial comportamento mecânico dos tubos. Outro ensaio complementar interessante é a determinação do teor de fibras incorporado ao componente, o qual possibilitaria verificar se o valor mínimo de consumo estabelecido pela norma está sendo respeitado e, até mesmo, se o tipo de fibra é aquele definido pela norma.

Fica claro que, ao contrário do que acontece para o concreto convencional, há também uma influência da fibra na carga de pico obtida no ensaio de compressão diametral dos tubos. Com isto, pode-se ter um auxílio da fibra para o atendimento às exigências de carga mínima isenta de dano ou a carga de fissura. Além disso, é perfeitamente possível dosar a fibra de modo a atender os requisitos de resistência pós-fissuração, onde sua contribuição é mais efetiva para o atendimento às exigências da norma. No processo de dosagem da fibra, os modelos logarítmicos de correlação entre o teor utilizado e a resistência residual se mostraram mais eficazes, num paralelismo como o

concreto convencional, dado que isto representa a perda de eficácia da fibra para maiores teores.

Os tubos de menores diâmetros e menores classes de resistência acabam tendo seus requisitos de desempenho mecânico especificados pelas normas mais facilmente atendidos com menores teores de fibras. No entanto, tubos de maior classe de resistência e maiores diâmetros podem ser mais bem solucionados com o auxílio de um reforço misto no futuro, aproveitando a capacidade resistente superior do reforço convencional com tela para os maiores níveis de deslocamento e de abertura de fissura. Isto está em conformidade com a resposta dos modelos numéricos que estão sendo desenvolvidos para a previsão de comportamento.

Há ainda um grande horizonte de desenvolvimento na área dos tubos de concreto. Uma delas é a possibilidade de utilização de sistemas mistos de reforço, combinando o uso de fibras com fios de aço convencionais. Com isto, seria mais fácil atingir os requisitos de desempenho associados aos tubos de maiores diâmetros e de maiores classes resistentes. Este cenário é particularmente interessante pelo fato deste tipo de tubo ser indicado como a alternativa de maior nível de sustentabilidade para as obras de saneamento e pela elevada demanda de obras no setor. Otimizações no consumo de aço em geral irão produzir necessariamente redução de custos globais para as fábricas de tubos. Com isto, além de aumentar a competitividade do setor, o atendimento às demandas de obras públicas seria obtido com maior eficácia. Para tal, seria interessante as avaliações com base na teoria da confiabilidade para a verificação deste horizonte (SILVA, 2011). A garantia da qualidade final do componente proporcionaria um menor risco de rejeição dos tubos em processos de controle de aceitação.

Além disso, muito ainda há que ser pesquisado quanto à modelagem do comportamento dos tubos de CRF. Isto porque as equações constitutivas que servem de insumo básico para os modelos ainda não estão bem parametrizados para o caso dos tubos. Isto porque os resultados obtidos com corpos-de-prova prismáticos moldados convencionalmente não representam de maneira precisa o comportamento do compósito. Além disso, fibras alternativas, como as macrofibras proliméricas, merecem um estudo específico para que sua potencial utilização seja bem avaliada.

Outros estudos que se fazem importantes são relacionados à durabilidade desses componentes. São muito poucos os estudos abordando os tubos de concreto publicados internacionalmente e, praticamente inexistentes os trabalhos que focam modelos de previsão de vida útil para estes componentes. Um reflexo disso é o nível de exigência quanto ao cobrimento do aço destinado ao reforço do concreto dos tubos. A norma brasileira (ABNT NBR 8890, 2007) exige um cobrimento interno mínimo de 20 mm e um cobrimento externo no mínimo de 15 mm, para os tubos de diâmetro nominal até 600 mm. No entanto, para os tubos com diâmetros nominais superiores a 600 mm, o cobrimento interno mínimo exigido pela norma é de 30 mm e o cobrimento externo mínimo é de 20 mm. Ao contrário da norma ABNT NBR 6118 (2007) que define os cobrimentos em função do grau de agressividade do ambiente, a norma de tubos define em função das condições de produção dos componentes. Porém, não há como afirmar que o ambiente interno do tubo tenha seu nível de agressividade dependente do diâmetro nominal do mesmo. Assim, os tubos reforçados com fibras, que não dependem do cobrimento, terão melhores condições de atender a vida útil da obra, especialmente para os menores diâmetros, o que aumenta ainda mais o seu nível de competitividade, conforme o já comentado no início deste capítulo.

Vale lembrar que a durabilidade tem um elevado impacto na gestão de sistemas de saneamento pois afetam diretamente os planos de manutenção e, por isso, devem ser mais bem investigados. Além disso, sempre ocorrem dúvidas sobre a potencial durabilidade do CRFA, dado que não há ainda aplicação regular deste tipo de reforço. Por essa razão, há também certa resistência do mercado à aceitação desta tecnologia. No entanto, o potencial de durabilidade dos concretos reforçados com fibras de aço tem grande chance de superar aos tubos produzidos com reforço convencional, não só para os pequenos diâmetros. Isto está relacionado a uma série de fatores. Um deles é o fato da fibra possuir um diâmetro reduzido e o volume de óxidos gerados durante a sua eventual corrosão não ser suficiente para produzir o lascamento da superfície; conseqüentemente, garante-se a integridade do cobrimento sem fissuras e, dessa maneira, a proteção de seu interior. Além disso, para que haja corrosão da armadura no concreto, deve haver uma diferença de potencial na armadura a qual pode ser originada por diferenças de concentração iônica,

umidade, aeração, tensão no aço ou no concreto (HELENE, 1986). Dessa maneira, tanto maior será a dificuldade de se encontrar uma diferença de potencial numa armadura, quanto menores forem suas dimensões. Por esta razão, as fibras são muito menos sujeitas à corrosão eletrolítica que as armaduras convencionais. Bentur & Mindess (1990) relatam uma série de pesquisas em que o desempenho do CRF foi superior ao convencional, seja com ataques severos de cloretos, seja por efeito de congelamento.

A retração e a fluência são pouco afetadas pela adição de fibras. Ao menos é isso o que tem apontado uma série de testes (ACI, 1988). Como esses fenômenos estão associados ao movimento de fluídos dentro do concreto, a fibra representa pouca ou nenhuma restrição quando o concreto permanece não fissurado. Deve-se ressaltar o fato de que as fibras restringem a propagação das fissuras no concreto. Como conseqüência direta disso, tem-se um aumento da resistência à entrada de agentes agressivos com conseqüente aumento da durabilidade da estrutura (CHANVILLARD, AITCIN & LUPIEN, 1989). Assim, é de se esperar que os tubos de CRF apresentem um desempenho superior com relação à durabilidade das armaduras contínuas convencionais compostas por vergalhões e telas metálicas.

A norma brasileira de tubos de concreto para água pluvial e esgoto também contribui no sentido de se ter uma maior durabilidade para os componentes produzidos com fibras. Isto advém do maior nível de exigência no ensaio de compressão diametral em relação ao do reforço convencional, especialmente no que tange ao estado limite de utilização (item 6.2). Isto aponta para a possibilidade de se obter sistemas de coleta de esgoto e águas pluviais mais econômicos, duráveis e, conseqüentemente, de maior nível de sustentabilidade.

7 Considerações finais

Neste documento foi possível demonstrar que o trabalho de pesquisa do autor abordou boa parte dos aspectos ligados à tecnologia do CRF. De maneira sistemática, abrangeu-se os aspectos ligados aos conceitos fundamentais do comportamento do material CRF às condições de aplicações de maior relevância para o cenário nacional, como o concreto de revestimento de túneis e os tubos pré-moldados. Alguns pontos foram abordados com especial atenção, como é o caso da avaliação do comportamento mecânico, os métodos de ensaio e o controle da qualidade do material, os procedimentos de dosagem e o controle de aplicação do produto.

Mesmo sendo um texto de revisão da produção científica do autor, é possível fazer aqui algumas considerações em termos mais concludentes a respeito do CRF. Em primeiro lugar, pode-se afirmar que não há como tratar o material como um simples paralelo ao concreto armado convencional. Pelo fato de ser um compósito, o seu comportamento é influenciado por uma série de características das fibras e também da matriz. Assim, a via mais eficaz de avaliação e controle do material é através da medida da tenacidade. Como não há método normalizado nacionalmente, pode-se utilizar um daqueles que estão disponíveis nas normas internacionais. No entanto, há que se ter cuidado na compatibilidade entre o método de ensaio utilizado e o desempenho que é previsto segundo um modelo de dimensionamento. Na ausência deste modelo, pode-se realizar a dosagem e a homologação do produto através de ensaios de maiores dimensões que permitam, por exemplo, a avaliação comparativa de desempenho com o reforço convencional. Assim, pode-se tirar mais proveito das vantagens aplicativas do CRF nas áreas onde seu uso é mais facilmente viabilizado: estruturas contínuas com possibilidade de redistribuição de esforços e pré-moldados.

Assim, a partir deste cenário, é possível obter parâmetros de aplicação para as principais aplicações do CRF, o que é particularmente interessante pelo fato das suas principais aplicações estarem ligadas às obras de infraestrutura. Estas obras são de particular interesse dada a grande demanda nacional do setor. É crítica a situação de grandes centros urbanos em termos

de alternativas de transporte de massa como também o cenário nacional em geral apresenta um grave déficit de obras de saneamento. Assim, o foco aplicado ao trabalho de desenvolvimento de novas formas de reforço de tubos de concreto vem tendo especial atenção em períodos mais recentes. Neste caso, inclusive, ocorreu um grande avanço no trabalho de pesquisa do autor por ter colaborado na área crítica de interface entre modelos numéricos de previsão de comportamento e a avaliação tecnológica dos componentes. Esta área de fronteira é fundamental para a continuidade do desenvolvimento tecnológico do CRF. Com isto, proporcionaram-se importantes subsídios para atender as carências nacionais de obras de infra-estrutura e projetar novas possibilidades para o futuro, como será o caso da utilização reforço misto de fibras e fios de aço convencionais para os tubos de grandes dimensões. Mais do que necessárias, estas obras de saneamento são fundamentais para o desenvolvimento sustentável do país e podem ser apontadas como cruciais até para a solução dos graves problemas de saúde pública.

No cenário atual da tecnologia brasileira, muito ainda tem que ser transferido da pesquisa desenvolvida na Universidade para a prática da indústria da construção. Muito freqüentes são os casos de aplicações baseadas em conceitos empíricos, que adotam consumos fixos de fibras e com total abandono das práticas de controle de qualidade. Apesar do fato da fibra incidir de maneira mais impactante do que o próprio cimento no custo do material, os trabalhos de dosagem só visam a diminuição do consumo do aglomerante. Relega-se para a fibra o papel de reforço com consumo fixo. Além disso, em muitos casos, este reforço não é avaliado de maneira efetiva. Ou seja, paga-se um elevado custo, mas não se verifica se o material é capaz de atender aos requisitos mínimos especificados para a obtenção de um bom desempenho. Pelo hábito de se omitir programas de controle de qualidade há, claramente, a possibilidade de introdução no mercado de produtos de baixa qualidade e custo, dado que este último aspecto é, em muitos casos, o único quantificado nas obras.

Também ficou claro a partir desta revisão a viabilidade de realização de estudos de dosagem que otimizem o consumo deste material. Seu comportamento já está bem conhecido de modo a não se tolerar o empirismo de especificações de consumo fixo, sem definição de desempenho mínimo

aceitável. Esta situação está conectada com o número insuficiente de normas, recomendações técnicas e práticas recomendadas publicadas sobre o assunto, talvez o modo mais eficaz de transferência dessa tecnologia para a indústria. Porém, para que haja a publicação de normas técnicas bem embasadas, deve haver uma consciência técnica mínima do meio. Por isso, este trabalho teve a intenção de tentar colaborar para a difusão da boa tecnologia e possibilitar a mudança do cenário atual.

Há ainda muitas outras fronteiras de pesquisa a serem trabalhadas no assunto CRF. Uma delas é a avaliação de maneira abrangente e precisa das macro-fibras poliméricas que estão ampliando muito sua participação no mercado. Atualmente, sua penetração no setor ocorre apenas através da ponderação comercial do produto, sem que haja avaliação de desempenho adequado do mesmo. Este é mais um efeito da prática corrente de especificação de consumos fixos sem que haja qualquer procedimento de controle de qualidade nas obras, especialmente as de pavimento. Com isto, substitui-se um produto por outro afiançado apenas nas informações do fabricante.

Outra área importante de pesquisa futura é a avaliação da trabalhabilidade do CRF utilizando de métodos que verifiquem o comportamento reológico do material. A utilização de reômetros vem sendo apontada como uma área promissora de pesquisa. No entanto, o CRF recebeu pouca ou nenhuma atenção até agora nesses trabalhos. Em boa medida, isto ocorreu pelas dificuldades naturais de adaptação dos equipamentos de modo a tornar possível a avaliação precisa do comportamento reológico do compósito. No entanto, espera-se que estes trabalhos deverão estar em desenvolvimento em futuro próximo na Escola Politécnica. Tal desenvolvimento será fundamental para o aprimoramento da aplicação dos concretos com fibras, especialmente para os casos dos concretos de reologia mais seca (tubos) ou com grande demanda de fluidez (concreto projetado).

Finalmente, há toda uma carência de pesquisa no tema da durabilidade dos concretos reforçados com fibras. Especialmente para obras de infraestrutura, onde a vida-útil esperada pode ser de mais de uma centena de anos, a parametrização da durabilidade do compósito é fundamental para a garantia de sua aplicação de uma forma mais sustentável.

8 Referências

ABREU, J. V. (sem título). Fotografia digital. 2011.

AGUADO, A., MANGA, R. Y ORMAZÁBAL, G. **Los aspectos conceptuales del proyecto Mives**. *La medida de la sostenibilidad en edificación industrial*. UPV, UPC, Labein-Tecnalia, 113-134. (2006).

AMARAL, L. A. P.; DAVIDOVITSCH, A. D.; SERMAN, C. Controle de resistência do concreto projetado na execução de túneis. In.: Seminário Sobre Controle da Resistência do Concreto do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). **Anais**. 33p. 1983.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Manual of concrete practice: part 5**. ACI. State-of-the-art report on fiber reinforced concrete. (ACI 544.2R-96). ACI Committee 544. Detroit, USA, 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C995: Standard test method for time of flow of fiber-reinforced concrete through inverted cone slump**. Book of ASTM Standards, USA. 1994.

_____. **ASTM C1018. Standard Test Method for Flexural Toughness and First Crack Strength of Fiber Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)**. ASTM C1018. Book of ASTM Standards, Parte 04.02. ASTM, Philadelphia, 1997.

_____. **ASTM C 1399: Standard test method for obtaining average residual-strength of fiber reinforced concrete**. Book of ASTM Standards, USA, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBRNM67: Concreto – Determinação de consistência pelo abatimento do Tronco de Cone**. Rio de Janeiro, 1998.

_____ – ABNT. **Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto**. NBR 5739, ABNT, Rio de Janeiro. 2007.

_____ – ABNT. **Projeto e execução de obras de concreto armado – NBR 6118**. Rio de Janeiro, 2007.

_____ – ABNT. **Argamassas e concreto - Determinação de resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos**. NBR 7222, ABNT, Rio de Janeiro. 1994.

_____ – ABNT. **Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão**. NBR 7584, ABNT, Rio de Janeiro. 1995.

_____ – ABNT. **Concreto - Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto**. NBR 7680, ABNT, Rio de Janeiro. 2007.

_____ – ABNT. **Tubo de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários**. NBR 8890, ABNT, Rio de Janeiro. 2007.

_____ – ABNT. **Argamassas e concretos endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica** - NBR 9778. ABNT, Rio de Janeiro. 2005.

_____ – ABNT. **Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento** – Procedimento – NBR 12655. Rio de Janeiro, 2006.

_____ – ABNT. **Concreto projetado - Reconstituição de mistura recém projetada** - NBR 13044. ABNT, Rio de Janeiro, 1993.

_____ – ABNT. **Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados**. NBR 13070, ABNT, Rio de Janeiro, 1994.

_____ – ABNT. **Concreto Projeto - Determinação do índice de reflexão por medição direta**. NBR 13317, ABNT, Rio de Janeiro, 1995.

_____ – ABNT. **Concreto Projeto - Especificação**. NBR 14026, ABNT, Rio de Janeiro, 1997.

_____ – ABNT. **Concreto projetado - Determinação da consistência através da agulha de Proctor**. NBR 14278, ABNT, Rio de Janeiro, 1999.

_____ – ABNT. **Fibras de aço para concreto** - Especificação. NBR 15530:07, ABNT, Rio de Janeiro. 2007.

ARMELIN, H.S. et al. Shotcrete permeability - Considerations on the durability of tunnel linings. In: Third CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete. **Proceedings**. May 21-6, 1994, Nice, France, 1994.

ARMELIN, H. S. **Rebound and toughening mechanisms in steel fiber reinforced dry-mix shotcrete**. Thesis. University of British Columbia. Vancouver, Canada. 1997. 262pp.

ARMELIN, H.S.; BANTHIA, N. 'Predicting the Flexural Post-Cracking Performance of Steel-fiber Reinforced Concrete from the Pull-out of Single Fibers'. ACI Materials Journal, Detroit, USA, jan.-feb. 1997.

ATTEWELL, P.B. **Tunnelling Contracts and Site Investigation**. United Kingdom, E & FN SPON, 1995.

AVESTON, J.; COOPER, G. A.; KELLY, A. Single and multiple fracture. In: Conference on the Properties of Fiber Composites, London, 1971. **Proceedings**. NPL. p.15-26.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J-F.; BEAUPRÉ, D. **Steel-fiber-reinforced wet-mix shotcrete: comparisons with cast concrete**. ASCE. Journal of Materials in Civil Engineering. American Society of Civil Engineers. v.6. Nº 3, USA, aug. 1994. p.430-7.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre reinforced cementitious composites**. United Kingdom. Elsevier, 1990.

CALDAS, A.; FIGUEIREDO, A. D.; BITTENCOURT, T. N. Propriedades do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA): comparação entre métodos de medida. In: V

Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 2003, **Anais**. São Paulo, 2003.

CALLISTER, W. D. **Ciência e Engenharia de Materiais: Uma Introdução**. LTC – Livros Técnicos e Científicos. 5ª. Edição. Rio de Janeiro, 2002.

CECCATO, M. R., NUNES, N. L., FIGUEIREDO, A. D. Estudo do controle da trabalhabilidade do concreto reforçado com fibras de aço In: IV Congresso Ibero-americano de Patologia das Construções e VI Congresso de Controle da Qualidade - CONPAT 97. Porto Alegre, 1997, **Anais**. v.2. 1997.p.539 - 546

CECCATO, M. R. **Estudo da trabalhabilidade do concreto reforçado com fibras de aço**. 1998. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 1998.

CELESTINO, T. B. Requisitos de projeto do revestimento de concreto projetado. In.: Ciclo de Palestras: Concreto Projetado - Aplicações e Novas Tendências. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP) e Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT). EPUSP. **Anais**. São Paulo, 1991. p.45-55.

CELESTINO, T.B. Early-age shotcrete performance at excavation faces of underground works. In.: International Seminar on Urban Problems and Underground Solutions, São Paulo, 1996. **Proceedings**. São Paulo, 1996. p.77-88.

CHAMA NETO, P. J. **Avaliação de desempenho de tubos de concreto reforçados com fibras de aço**. 2002. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

CHAMA NETO, P. J., FIGUEIREDO, A. D. Avaliação de desempenho de tubos de concreto reforçados com fibras de aço In: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 2003, **Anais**. São Paulo, 2003.

CHANVILLARD, G. ; AITCIN, P.-C. ; LUPIEN, C. Field evaluation of steel fiber reinforced concrete overlay with various bonding mechanisms. **Transportation Research Board**, 1226, 1989, p. 48-56.

de la FUENTE, A., FIGUEIREDO, A. D., AGUADO, A., MOLINS, C., VIÑOLAS, B. Análisis de Viabilidad del Uso de Fibras Metálicas en Tubos de Hormigón. Parte 2: Modelo Numérico In: 52º Congresso Brasileiro do Concreto, 2010, Fortaleza. **Anais**. Novas Tecnologias do Concreto para o Crescimento Sustentável. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, 2010.

de la FUENTE, A., AGUADO A., MOLINS, C. **Diseño Óptimo Integral de Tubos de Hormigón**. Hormigon y Acero, España, 21pp. 2010.

de la FUENTE, A., FIGUEIREDO, A. D., AGUADO, A., MOLINS, C., CHAMA NETO, P. J. **Experimentación y simulación numérica de tubos de hormigón con fibras**. Materiales de Construcción (Madrid). (no prelo, 2011).

de la FUENTE, et al. FIGUEIREDO, A. D., AGUADO, A. MOLINS, C. CHAMA NETO, P. J. **Steel fiber reinforced concrete pipes. Part 2: Numerical model to simulate the crushing test**. Revista RIEM. no prelo.

DESTRÉE, X. Free suspended elevated slabs of steel fibre reinforced concrete: full scale test results and design. In: 7th International RILEM Symposium on Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications, BEFIB 2008, Chennai, India. **Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications**. Babneux - France: RILEM Publications S.A.R.L., p.941 – 950. 2008.

DIAS, C. M. R., FIGUEIREDO, A. D., JOHN, V. M. Avaliação comparativa do comportamento pós-fissuração de concretos com fibras de aço e com fibras de polipropileno de alto módulo de elasticidade, In: 48º. Congresso Brasileiro do Concreto, 2006, Rio de Janeiro. **Anais**. Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, 2006.

EFNARC. **European Specification for Sprayed Concrete**. European Federation of Producers and Applicators of Specialist Products for Structures (EFNARC), Hampshire, UK, 1996. 30p.

FARIA, H. M. (sem título). Fotografia digital. 2008a.

FARIA, H. M. (sem título). Fotografia digital. 2008b.

FERNANDES, A. **Utilização de fibras de aço para reforço de concreto em anéis pré-moldados segmentados para revestimento de túneis**. 2005. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP). Campinas, SP. 2005.

FIASCO NETO, J. Problemas diversos na implantação de túneis. Anais do I Seminário DERSA - Rodovia dos Imigrantes. DERSA. **Anais**. São Paulo, 1976. p.72-7

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digitalizada a partir de original em papel fotográfico. 1990.

FIGUEIREDO, A. D. Proyecto conjunto de investigacion de hormigon proyectado pra tuneles: una experiencia brasilera In: RILEM International Seminar - Direct Transfer of Research Results to Industry, 1991, **Anais**. Buenos Aires. 1991.

FIGUEIREDO, A.D. **Concreto Projetado: Fatores Intervenientes no Controle da Qualidade do Processo**. 1992. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 284p. São Paulo, 1992.

FIGUEIREDO, A. D., HELENE, P. R. L., AGOPYAN, V. Fiber reinforced shotcrete for tunnelling for NATM Brazilian conditions In: Second University-Industry Workshop on Fiber Reinforced Concrete and Other Advanced Materials, 1995, Toronto. **Fiber Reinforced Concrete - Modern Developments**. p.263 – 272. 1995.

FIGUEIREDO, A. D., HELENE, P. R. L. Evolution of strength and toughness in steel fiber reinforced shotcrete In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete, 1996, Edinburgh. **Sprayed Concrete Technology**. London: E & FN SPON, p.99 – 106. 1996a.

FIGUEIREDO, A. D., HELENE, P. R. L. **Qualificação do mangoteiro de concreto projetado via seca**. Revista IBRACON. , volume V, p.30 - 32, 1996b.

FIGUEIREDO, A. D., HELENE, P. R. L. Estudo de dosagem do concreto projetado via úmida reforçado com fibras de aço In: International Congress on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures, 1996, **Anais**. Florianópolis. p.248 - 259. 1996c.

FIGUEIREDO, A. D. **Parâmetros de controle e dosagem do concreto projetado com fibras de aço**. 1997. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. 1997.

FIGUEIREDO, A. D.; CECCATO, M. R.; TORNERI, P. Influência do comprimento da fibra no desempenho do concreto reforçado com fibras de aço. In: 39º Congresso Brasileiro do Concreto, São Paulo, 1997, SP. **Anais**. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), São Paulo, 1997.

FIGUEIREDO, A. D., HELENE, P. R. L. Controle da tenacidade do concreto com fibras de aço In: 39ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto, 1997, **Anais**. São Paulo. 1997a. v.1. p.357 – 372

FIGUEIREDO, A. D., HELENE, P. R. L. O ensaio de punção de placas para o controle da tenacidade no concreto com fibras de aço In: Iv Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções e VI Congresso de Controle da Qualidade - CONPAT 97, **Anais**. Porto Alegre, 1997b. v.II. p.469 - 476

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digitalizada a partir de original em papel fotográfico. 1998.

FIGUEIREDO, A. D. Dosagem e Controle do Concreto Projetado com Fibras. In: Simpósio Tendência da Engenharia Estrutural Empregando Concreto de Alto Desempenho e Concreto Reforçado com Fibras. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. **Anais**. São Paulo, 1999a. 26p.

FIGUEIREDO, A. D. Workability and mix-design analysis on dry-mix shotcrete In: Shotcrete for Underground Support, 1999, Campos do Jordão. **Shotcrete for Underground Support**. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, 1999b. p.141 - 152

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto com fibras de aço**. Boletim Técnico (BT/PCC/260). São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2000.

FIGUEIREDO, A. D., MOURAD, F. A., CARVALHO, J. L. C. Aspectos do controle do concreto reforçado com fibras de aço para pavimentos In: 42º Congresso Brasileiro do Concreto., Fortaleza, 2000. **Anais**. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), São Paulo, 2000.

FIGUEIREDO, A. D.; NUNES, N. L.; TANESI, J. Mix design analysis on steel fiber reinforced concrete. In: FIFTH INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON FIBRE-REINFORCED CONCRETES (FRC), 2000, Lyon. Fibre-Reinforced Concrettes (FRC) – BEFIB'2000. **Proceedings**. RILEM Publications S.A.R.L., Lyon, 2000.

FIGUEIREDO, A. D.; TANESI, J.; NINCE, A. A. Concreto com fibras de polipropileno. **Téchne**, São Paulo, v. 10, n. 66, 2002.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2003a.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digitalizada a partir de original em papel fotográfico. 2003b.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digitalizada a partir de original em papel fotográfico. 2003c.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto com fibras**. In: Isaia, Geraldo Cechella. (Org.) Concreto. Ensino, Pesquisa e Realizações. São Paulo : IBRACON, 2005. v.2, Capítulo 39, p.1195-1225. 2005a.

FIGUEIREDO, A. D. O papel do concreto projetado na impermeabilização de túneis In: International Symposium on Waterproofing for Underground Structures, 2005, São Paulo. **International Symposium on Waterproofing for Underground Structures**. Lausanne: International Tunnelling Association, 2005b.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto projetado por via úmida com fibras de aço**. Relatório técnico. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2005c. 15pp.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2005d.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2005e.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2005f.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2005g.

FIGUEIREDO, A. D.; CHAMA NETO, P. J.. Estudo da utilização de tubos de concreto com baixos teores de fibras In: IV SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2006. **Anais**. São Paulo, 2006.

FIGUEIREDO, A. D., FRANCO, B. L M, HIGA, L. H, PAIVA, G. P, SILVA, R. M da, MONTE, R. Metodologia de dosagem do concreto reforçado com fibras de aço para pavimentos In: 48º Congresso Brasileiro do Concreto. Rio de Janeiro, 2006. **Anais**. Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON. São Paulo, 2006.

FIGUEIREDO, A. D., TORNERI, P. Efeitos da ancoragem em gancho de fibras na tenacidade dos concretos In: VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, **Anais**. São Paulo, 2006.

FIGUEIREDO, A.D.; CHAMA NETO, P. J.; QUINTA, M. T.; GIMENEZ, A. B. **Avaliação de metodologia de ensaio de tubos de concreto reforçado com fibras para esgoto**. Revista Concreto & Construções do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). 2007. Aceito para publicação.

FIGUEIREDO, A. D., CHAMA NETO, P. J. A nova especificação brasileira para tubos de concreto para águas pluviais e esgoto In: 49º Congresso Brasileiro do Concreto. Bento Gonçalves, 2007. **Anais**. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), São Paulo. 2007.

FIGUEIREDO, A. D.; CHAMA NETO, P. J.; FARIA, H. M. **A nova normalização brasileira sobre fibras de aço**. Concreto & Construções, São Paulo, v. 36, n. 50, p.

67-76, abr./maio/jun. 2008.

FIGUEIREDO, A. D. A nova especificação brasileira das fibras de aço para concreto In: 50º Congresso Brasileiro do Concreto, Salvador, 2008. **Anais**. Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON. São Paulo, 2008a.

FIGUEIREDO, A. D. Perspectivas do concreto reforçado com fibras para túneis In: 2o. Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas - Seminário Internacional: South American Tunnelling. São Paulo. **Anais**. Comitê Brasileiro de Túneis - ABMS - ITA International Tunnelling Association, 2008b.

FIGUEIREDO, A. D. Evaluation of the test method for crushing strength of steel fiber reinforced concrete pipes In: 7th International RILEM Symposium on Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications, BEFIB 2008, Chennai, India. **Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications**. Babneux - France: RILEM Publications S.A.R.L., p.989 – 1000. 2008c.

FIGUEIREDO, A. D. **Fibras de aço para tubos de concreto** In: Manual Técnico de Drenagem e Esgoto Sanitário.1 ed.Ribeirão Preto : Associação Brasileira de Tubos de Concreto - ABTC, p. 197-214, 2008d.

FIGUEIREDO, A. D., CHAMA NETO, P. J. **Avaliação de desempenho mecânico de tubos de concreto reforçados com fibras de aço**. Revista DAE. , v.178, p.34 - 39, 2008.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2009.

FIGUEIREDO, A. D. **O concreto com reforço de macrofibras poliméricas**. Concreto & Construções. , v.59, p.39 - 43, 2010a.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2010b.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2010c.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2010d.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2010e.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2010f.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2010g.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2010h.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2010i.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2010j.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2010k.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2010l.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2010m.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2010n.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2010o.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2010p.

FIGUEIREDO, A. D.; CHAMA NETO, P. J. **Esclerometria para o controle de tubos de concreto**. *Techne : Revista de Tecnologia da Construção* (São Paulo), v. 159, p. 66-69, 2010.

FIGUEIREDO, A. D. ; de la FUENTE, A.; AGUADO, A. ; MOLINS, C.; VIÑOLAS, B. Análise de Viabilidade do Uso de Fibras Metálicas em Tubos de Concreto. Parte 1: Campanha Experimental. In: 52º Congresso Brasileiro do Concreto, 2010, Fortaleza. *Novas Tecnologias do Concreto para o Crescimento Sustentável. Anais*. Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON. São Paulo, 2010.

FIGUEIREDO, A. D. (sem título). Fotografia digital. 2011.

FIGUEIREDO, A. D. de la FUENTE, AGUADO, A. MOLINS, C. CHAMA NETO, P. J. **Steel fiber reinforced concrete pipes. Part 1: technological analysis of the mechanical behavior**. *Revista RIEM*. No prelo.

FIGUEIREDO, E. P. **Inspeção e diagnóstico de estruturas de concreto com problemas de resistência, fissuras e deformações**. *CONCRETO: Ensino, Pesquisa e Realizações*. 1 ed. São Paulo. IBRACON, v. 2, p. 985-1015. 2005.

FUGII, A. P. **Avaliação de tubos reforçados com fibras de aço segundo a norma NBR 8890**. Ilha Solteira, UNESP. Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho. Faculdade de Engenharia. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Ilha Solteira, 2008.

GOLAPARATNAM, V.S.; GETTU, R. **On the characterization of flexural toughness in fiber reinforced concretes**. *Cement & Concrete Composites*, v.17, Nº 3, 1995. p.239-54.

GUIMARÃES, M. C. N., FIGUEIREDO, A. D. Análise da repetibilidade e reprodutibilidade do ensaio de tenacidade à flexão dos concretos In: 44º Congresso Brasileiro do Concreto, Belo Horizonte, 2002. **Anais**. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). São Paulo, 2002.

GUIMARÃES, M. C. N., FIGUEIREDO, A. D., AGOPYAN, V. Análise de repetibilidade do ensaio de tenacidade à flexão para concretos reforçados com fibras de aço (CRFA) In: 42º Congresso Brasileiro do Concreto. Fortaleza, 2000. **Anais**. Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON. São Paulo, 2000.

HALCROW GROUP LIMITED. **Large Scale Test – Flexural Capacity**. Specification. Linha 4 Amarela. 2004.

HANNANT, D. J. **Fibre cements and fibre concretes**. Chichester, John Wiley. 1978.

HELENE, P. R. L. **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo: PINI, 1986.

HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. PINI Editora. São Paulo, Brazil. 1992.

HIGA, L. H; FRANCO, B. L. M; PAIVA, G. P.; CRAVO, A.; SILVA, R. M.; MONTE, R.; FIGUEIREDO, A. D. . Método de dosagem do concreto reforçado com fibras de aço para otimização da tenacidade. In: 49º Congresso Brasileiro do Concreto. Bento Gonçalves, 2007: **Anais**. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), São Paulo, 2007.

HOPPE FILHO, J. ; CINCOTTO, M. A. ; PILEGGI, R. G. **Técnicas de caracterização reológica de concretos**. Concreto e Construções, v. 47, p. 108-124, 2007.

INNOCENTINI, M. D. M., SEPULVEDA, P., SALVINI, V. R. e PANDOLFELLI, V. C. **Permeability and Structure of cellular ceramics: a comparison between two preparation techniques**. Journal of American Ceramic Society. 81 [12] 1998. pp. 3349-52. 1998.

INNOCENTINI, M. D. M., PILEGGI, R.G., RAMAL JR., F. T. e PANDOLFELLI, V. C. **Permeability and drying behavior of PSD-Designed refractory castables**. American Ceramics Society Bulletin. July 2003.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Benefícios econômicos da expansão do saneamento brasileiro**. Fundação Getúlio Vargas. Julho, 2010.

INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON FIBER REINFORCED CONCRETE, 7th. BEFIB 2008, Chennai, India. **Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications**. Babneux - France: RILEM Publications S.A.R.L., 1154 p. 2008.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Method of making specimens for strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete**. JSCE-SF2. Concrete Library of JSCE. Part III-2 Method of tests for steel fiber reinforced concrete. N° 3 June 1984a. p. 49-55.

_____. **Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete**. JSCE-SF4. Concrete Library of JSCE. Part III-2 Method of tests for steel fiber reinforced concrete. N° 3 June 1984b. p. 58-61.

JOHN, V. M. **Cimentos de escória ativada com silicato de sódio**. 1995. Tese (doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP). São Paulo, 1995. 199p.

KALIL, R. Z., ESCARIZ, R. C., FIGUEIREDO, A. D. Elaboração de método de ensaio para determinação do teor de fibras em concreto endurecido In: 52º Congresso Brasileiro do Concreto, 2010, Fortaleza. Novas Tecnologias do Concreto para o Crescimento Sustentável. **Anais**. Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, 2010.

KING, M. R.; GHAZI, M. H. e HEBERT, C. D. Structural and performance testing carried out for the Arrowhead tunnels segmental linings. In: Underground Construction 2003. International Conference & Exhibition. September 2003. The Institute of Materials, Minerals & Mining and the British Tunnelling Society. **Proceedings**. London, England, pp. 535-46. 2003.

LI, V.C. Performance driven design of fiber reinforced cementitious composites. In: SWAMY, R. N. Fourth Rilem International Symposium on Fibre Reinforced Cement and Concrete. RILEM Symposium FRC 92. **Proceedings**. 1992.

MAIDL, B. **Stahlfaserbeton**. Berlin. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 1991.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: IBRACON, 2008.

MELBYE, T.A. **Sprayed Concrete for Rock Support**. Switzerland. MBT International Underground Construction Group. Switzerland, 1994.

MINDESS, S. Fibre reinforced concrete: challenges and prospects. In: Second University-Industry Workshop on Fiber Reinforced Concrete and Other Advanced Materials. Toronto, Canada, 1995. **Proceedings**. p.1-12.

MINISTÉRIO DAS CIDADES. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento – SNIS. **Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos**. Brasília, 2008.

MORGAN, D. R. Special Sprayed Concretes. In: AUSTIN, S. A.; ROBINS, P. J. **Sprayed concrete: properties, design and application**. Scotland: McGraw-Hill, 1995.

MORGAN, D.R.; RICH, L.D. Polyolefin fibre reinforced wet-mix shotcrete. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete - "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", 10 a 11 sept. 1996. American Concrete Institute and Sprayed Concrete Association. **Proceedings**. p.127-38.

NAAMAN, A. E. Development and evolution of tensile strength-hardening FRC composites In: 7th International RILEM Symposium on Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications, 2008, Chennai, India. **Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications**. Babneux - France: RILEM Publications S.A.R.L., v.1. p.1 – 28. 2008.

NBN EN1916 **Concrete pipes and fittings, unreinforced, steel fibre and reinforced**. Belgisch Instituut voor normalisatie (BIN), Brussel, December 2002.

NINCE, A. A.; COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D.; SILVA, V. P. E. Influência das fibras de polipropileno no comportamento do concreto de alta resistência endurecido submetido à ação térmica. In: 45º Congresso Brasileiro do Concreto. Vitória, 2003. **Anais**. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). São Paulo, 2003a.

NINCE, A. A., FIGUEIREDO, A. D., BITTENCOURT, T. N. Absorção e índice de vazios em concreto reforçado com fibra de polipropileno exposto a 400°C e 600°C In: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. **Anais**. São Paulo, 2003b.

NINCE, A. A. **Lascamento do concreto exposto a altas temperaturas**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 336p. 2007.

NINCE, A. A.; FIGUEIREDO, A. D. **Concretos expostos às altas temperaturas**. São Paulo: Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica da USP, 2008 (Boletim Técnico (BT/PCC/494)).

NUNES, N. L., FIGUEIREDO, A. D., AGOPYAN, Vahan. The influence of fiber geometry on flexural toughness of steel fiber reinforced concrete In: International Conference Composites in Construction - CCC2001, 2001, Porto. **Composites in Constructions**. Lisse: A.A.Balkema Publisher, 2001. p.27 - 32

PAIVA, G. P.; FIGUEIREDO, A. D. . A influência dos procedimentos experimentais na precisão dos resultados dos ensaios de tenacidade em CRFA. In: 49º. Congresso Brasileiro do Concreto, 2007, Bento Gonçalves. **Anais**. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). São Paulo3, 2007.

PIETRA, I., FIGUEIREDO, A. D.; BITTENCOURT, T. N. Influência do teor de fibras de aço na tenacidade do concreto convencional e do concreto com agregados reciclados de entulho. In: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, **Anais**. São Paulo, 2003.

PRUDÊNCIO Jr., L.R. **Contribuição à dosagem do concreto projetado**. 1993. Tese (doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 224p. São Paulo, 1993.

RABCEWICZ, L. **The New Austrian Tunnelling Method**, Part I. Water Power. London, Nov. 1964a.

RABCEWICZ, L. **The New Austrian Tunnelling Method**, Parts II. Water Power. London, Dec. 1964b.

RABCEWICZ, L. **The New Austrian Tunnelling Method**, Parts III. Water Power. London, Jan. 1965.

RAMOS, M. F. **Análise Experimental de Tubos de Concreto Reforçado com Fibras de Aço**. Campinas, UNICAMP. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Campinas, 2002.

RILEM TC 162. **Final recommendation of RILEM TC 162-TDF**: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete – σ - ϵ design method. Materials and Structures. Vol. 36. October 2003. Pp. 560-657.

RLE- Rail Link Engineering. **Fire performance of concrete for tunnel linings**. Channel tunnel rail link, technical report nº 000-RUG-RLEEX-00005-AB.

ROBINS, P.J. **Physical properties**. In: AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J. Sprayed Concrete: Properties, design and application. Scotland. McGraw-Hill. Inc. 1995. P. 52-86.

SEVERI, A. A.. **Estudo dos gradientes térmicos em pavimentos de concreto de cimento portland no ambiente tropical**. 2002. Tese (doutorado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

SILVA, J. L. da. **Análise de tubos circulares de concreto armado para o ensaio de compressão diametral com base na teoria da confiabilidade**. 2011. Tese (doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. 2011.

SILVA, J. L.; EL DEBS, M. K.; BECK, A. T. **Avaliação da confiabilidade de tubos de concreto armado no estado limite de fissuração**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. RIEM. Volume 1, Number 4 (December, 2008) p. 314-330.

SILVA, J. L. da ; EL DEBS, M.K. . Influência da bolsa no comportamento estrutural de tubos de concreto armado submetidos à compressão diametral. In: 51º.Congresso Brasileiro do Concreto, 2009, Curitiba. **Anais**. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). 2009.

SILVA, M. G., PRUDÊNCIO JR, L. R., FIGUEIREDO, A. D. Utilização de fibras e micro-sílica em concreto projetado para túneis In: 10 ENCO - Encontro Nacional da Construção, 1990, Gramado. **Anais**. 1990. v.2.

TANESI, J., FIGUEIREDO, A. D. Polypropylene fiber reinforced concrete: shrinkage cracking In: International Conference Composites in Constructions - CCC2001, 2001, Porto. **Composites in Construction**. Lisse: A.A.Balkema Publishers. p.39 – 42. 2001

TANGO, C. E. S. Fundamentos de dosagem de concreto para blocos estruturais. In: 5th International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries. Florianópolis, Brasil. 21 a 24 de agosto de 1994. **Anais**. p.21-30.

TELLES, R. C. D. e FIGUEIREDO, A. D. **Possibilidades de incorporação de novas tecnologias em anel de concreto pré-fabricado para túneis com tuneladora**. CONCRETO & Construções, São Paulo, v. XXXIII, n. 41, p. 30-35, 2006.

TIGUMAN, M. P., FIGUEIREDO, A. D. **Nova técnica de determinação da tenacidade dos compósitos reforçados com fibras: ASTM C1399 (2002)**. Boletim Técnico (BT/PCC/398). São Paulo:Departamento de Engenharia de Construção Civil da EPUSP, 2005.

VIÑOLAS, B.; AGUADO, A.; JOSA, A. Sustainability of sewerage pipes evaluation, 2º Congrés UPC Sostenible 2015. **Anais**. Barcelona, Spain, 2009.

VIÑOLAS, B.; de la FUENTE, A.; AGUADO, A. Capacidad estructural de los tubos de saneamiento. Análisis del sistema terreno-estructura. In: 52º Congresso Brasileiro do Concreto, 2010, Fortaleza. Novas Tecnologias do Concreto para o Crescimento Sustentável. **Anais**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, 2010.