

## 2 Fundamentação teórica

### 2.1 Uso de fibras vegetais em compósitos cimentícios

Pesquisas sobre fibras vegetais, e suas aplicações na manufatura de componentes construtivos, podem ainda ser consideradas como escassas e algo recentes, apesar das vantagens que esse tipo de fibra natural apresenta sobre as demais. Fibras vegetais existem em abundância em várias partes do mundo e têm aplicações diversas, seja isoladamente ou compondo misturas com outros materiais. Desde seus primórdios, o homem tem utilizado reforço com fibras naturais em construções, a exemplo da palha de trigo em tijolos e paredes secas ao ar, práticas essas historicamente sabidas como presentes em civilizações antigas. Em muitos países tropicais e equatoriais, há grande diversidade de culturas agrícolas fornecedoras de fibras. Para regiões que se encontram em estágio de subdesenvolvimento, um maior incremento do uso dessas fibras seria bastante desejável. Essas culturas costumam adaptar-se a condições ecológicas adversas, resistindo em ambientes onde a pobreza do solo e as condições climáticas extremas seriam impeditivas a outros cultivos. Novas possibilidades de utilização dessas fibras estimulariam as economias locais, criando novos campos de comercialização desses produtos, que são recursos facilmente renováveis.

Muito se tem discutido sobre o panorama de *déficit* habitacional mundial que atinge populações de baixa renda. Embora esse problema afete todos os países de alguma forma, sua ocorrência torna-se mais evidente em países em desenvolvimento ou países do hemisfério Sul. No Brasil, o número oficial para o *déficit* habitacional quantitativo é de 5,6 milhões de novas unidades, sendo 4,0 milhões de novas habitações nas áreas urbanas e mais 1,6 milhão nas áreas rurais (Saule Jr. e Rodriguez, 2002).

Para atenuar o problema de escassez de habitações, é necessário examinar todos os materiais locais, além de considerar tecnologias construtivas não convencionais, já usadas pelo homem antes do advento da indústria no Ocidente (Ghavami et al. 1999). Novas alternativas de sistemas construtivos, baseados no uso de materiais disponíveis localmente, podem tornar-se um fator determinante do êxito das ações de políticas habitacionais.

Nos anos 60, surgiram estudos sobre a possibilidade do uso de fibras vegetais como reforço de placas finas de concreto e outros compósitos, com possibilidade de industrialização, pela equivalência de algumas de suas propriedades às apresentadas pelo fibrocimento que utiliza amianto. Surgiram métodos de industrialização em países da América Central, África, Ásia, Austrália e Europa. (Aziz et al. 1984). Comparadas às fibras sintéticas, requerem grau de industrialização muito inferior, reduzindo os custos de fabricação dos compósitos. Segundo Campbell e Coutts (1980), desde o início da década de 1960, tem havido uma substituição parcial das fibras de asbestos por fibras celulósicas em alguns produtos. Segundo Savastano Jr. e Agopyan (1998), o estudo sistemático da utilização de fibras vegetais como reforço de matrizes cimentícias teve início em 1970, na Inglaterra. No Brasil, desde 1979, vêm sendo desenvolvidas pesquisas sobre a aplicação de fibras vegetais em componentes construtivos. Também foram realizados estudos no Centro de Pesquisa e Desenvolvimento (CEPED) no Estado da Bahia, em 1980.

A necessidade de encontrar materiais alternativos para substituir o cimento-amianto em produtos para a construção civil surgiu como impulso às pesquisas. As fibras de amianto, embora tenham extraordinárias propriedades, podem causar doenças em pessoas que estejam expostas a altas concentrações da poeira fibrosa que emana durante sua extração, produção e manuseio dos produtos acabados. Studinka (1989) cita um estudo realizado pelo físico industrial americano Irving Selikaft, mostrando que amiantos podem causar asbestose, câncer de pulmão e mesotelioma, podendo haver um período de latência de 10 a 40 anos dessas doenças.

Por suas boas propriedades e preço acessível, os compósitos de cimento e fibras de amianto têm dominado o setor do mercado da construção de chapas finas para coberturas e vedações, tubos e artefatos diversos. Mas a crescente conscientização dos problemas de insalubridade associados à inalação de suas fibras duráveis de pequeno diâmetro ( $< 2 \mu\text{m}$ ) tem levado governos de vários países a banir tais produtos. Além disso, o amianto é um recurso não-renovável que, com o esgotamento dos depósitos mais acessíveis, terá custo crescente (Campbell e Coutts 1980).

Compósitos que usam fibras sintéticas como reforço, tais como fibras de grafite, de boro ou aramida, costumam ter bom desempenho, porém o custo torna-

os proibitivos em aplicações nas quais prevalece o critério econômico, como na produção de habitações de baixo custo. Além disso, em grande parte das aplicações não há exigências de alto desempenho mecânico, podendo-se aplicar materiais de menor custo, que atendam às especificações do produto final. Nessa categoria podem ser enquadrados os compósitos cimentícios com fibras vegetais.

Têm sido estabelecidos critérios de desempenho para que as fibras possam atuar como substitutas do amianto. Inicialmente, buscou-se uma combinação de propriedades das fibras semelhante àquela existente no amianto: resistência mecânica, estabilidade química, estabilidade dimensional e morfologia. As tentativas de simples substituição do amianto têm tido sucesso limitado, sendo impossível encontrar, num único tipo de fibra, propriedades simultaneamente idênticas às do amianto, mostrando a necessidade de modificações na matriz para alcançar a interação adequada entre as duas fases.

Apesar dos produtos de cimento amianto ainda representarem cerca de 74% dos 190 milhões de metros quadrados de compósito de fibrocimento produzidos anualmente nas Américas Central e do Sul (Heinricks et al. 2000 apud Savastano Jr. et al. 2003), tem crescido o número de produtos comerciais com fibras vegetais, como os produtos cimentícios com fibras de madeira, fabricados pelo processo Hatscheck (Bilba et al. 2003). Esse processo foi inventado por L. Hatscheck, na Áustria, em 1900, para fabricação de chapas de amianto e aglomerantes hidráulicos, usando uma suspensão das fibras altamente diluída em água, passando por uma peneira mecânica rotativa (Studinka 1989). A crescente substituição do cimento-amianto por compósitos cimentícios com fibras vegetais está presente em países como a Austrália, desde a década de 60 (Campbell e Coutts 1980), países da África (Swift e Smith 1979), na Suíça e Alemanha, além da América Latina (Studinka 1989).

Sabe-se que os compósitos cimentícios reforçados com fibras vegetais têm desempenho estrutural limitado, já que essas fibras, em geral, possuem baixo módulo de elasticidade, sendo considerado que não atuam como reforço antes da fissuração da matriz. Contudo, vários estudos têm indicado que as fibras vegetais, uniformemente dispersadas no compósito, trazem ganhos de desempenho em relação à matriz sem reforço, pela melhor distribuição das tensões no material, maior resistência à fissuração, ao impacto, aumento da resistência à flexão, da capacidade de suportar carregamento pós-fissuração, maior ductilidade e

tenacidade. Podem ser obtidas, adicionalmente, melhores propriedades de isolamento térmico e acústico.

Melhorar a durabilidade desses compósitos continua sendo um desafio e os principais problemas estão relacionados à incompatibilidade entre componentes das fibras vegetais e da matriz. Vários tipos de carboidratos presentes nas fibras, tais como lignina, hemicelulose, açúcares, fenóis e taninos, interferem na pega do cimento. A presença de determinados compostos torna essas fibras sujeitas à ação degradante de fungos e insetos. Há, também, o ataque alcalino por produtos da hidratação do cimento e a fragilização por mineralização da fibra, resultante da migração desses produtos para seus vazios (Tolêdo Filho et al. 2003). As fibras vegetais apresentam alta absorção de água, o que prejudica a aderência com a matriz, pois sofrem expansão quando imersas na mistura ainda úmida e se retraem, na secagem, gerando descolamento na interface.

São propostos diversos métodos para atenuar esses efeitos, podendo-se classificar as alternativas de solução, conforme sua natureza, em intrínsecas, relacionadas a modificações nos constituintes do compósito (substituição de parte do cimento por pozolanas, uso de cimentos especiais, com menor alcalinidade, impregnação das fibras ou imersão em sílica antes da mistura com a matriz), ou extrínsecas, relacionadas ao compósito como um todo (modificação da estrutura dos poros e da porosidade por compactação, condições especiais de cura, tratamentos pós-cura). Estudos têm relatado aplicações dessas alternativas de tratamento e seus efeitos (Gram 1983, Sera et al. 1990, Savastano Jr. et al. 2003, Toledo Filho et al. 2003, Cook 1984, Savastano Jr. et al. 2002, dos Anjos 2002, Sujjavanisch et al. 2002).

Tolêdo Filho et al. (2003) obtiveram redução da fragilização com a imersão das fibras de sisal e coco em sílica antes da mistura com a matriz e considerou o tratamento por carbonatação da matriz como uma alternativa promissora.

A resistência do material aos efeitos do tempo pode ser considerada pela durabilidade sob variadas condições ambientais e pela capacidade de acomodação das deformações que surgem ao longo do tempo, como a retração e a fluência (Theodorakopoulos 1995). A retração frequentemente causa fissuração e a fluência pode induzir a deflexões excessivas dos componentes. Há ainda poucos trabalhos sobre as deformações dependentes do tempo em compósitos com fibras vegetais, podendo-se citar os de Ramaswamy et al. (1983), Sarigaphuti et al.

(1993), Soroushian e Ravanbakhsh (1998) e Toledo Filho (1999). Estudos aprofundados são necessários, no sentido de determinar o papel das fibras vegetais no desempenho dos compósitos sob essas condições de deformação.

### **2.1.1 Fibras vegetais**

As fibras vegetais macroscópicas são, cada uma, um material compósito complexo (Savastano Jr. et al. 2002). Cada macro-fibra é constituída de várias fibras individuais, que são células longas e pontiagudas, aderidas por uma lamela intermediária, composta principalmente por um composto orgânico complexo, a lignina, que é uma espécie de matriz natural. Cada microfibrila é formada por quatro camadas, com diferentes teores de celulose, hemicelulose, lignina e substâncias extrativas, sendo as moléculas de celulose as responsáveis pela resistência das fibras (Persson e Skarendahl 1984). A celulose é relativamente imune ao ataque por álcalis ou ácidos diluídos. Pode haver, ainda, a presença de extrativos, que influenciam na coloração, densidade, durabilidade, combustibilidade e absorção de umidade das fibras (Coutts 1988).

As fibras vegetais são compostas por células de várias formas e tamanhos, formadas por cadeias de moléculas longas, formando uma região com alto grau de organização (celulose cristalina) e também por regiões com pouca organização estrutural (lignina não cristalina). Os cristais longos, na forma de espirais, estão inseridos em regiões não cristalinas. Esses agrupamentos de moléculas de celulose alinhadas, contidos nas paredes das células das fibras, são chamados de fibrilas e sua orientação em relação ao eixo da fibra (ângulo espiral) tem influência sobre as propriedades do material.

A estrutura de uma fibra de madeira leve é mostrada na figura 1, onde é vista a lamela intermediária (ML), a parede primária (P) e a parede secundária, compondo a maior parte da parede da célula e formada por três camadas com diferentes alinhamentos de fibrilas (S1, S2 e S3). A camada S2 forma o corpo principal da fibra e tem de 2  $\mu\text{m}$  a 10  $\mu\text{m}$  de espessura. Vê-se, ainda, o canal central da fibra (Smook 1989).

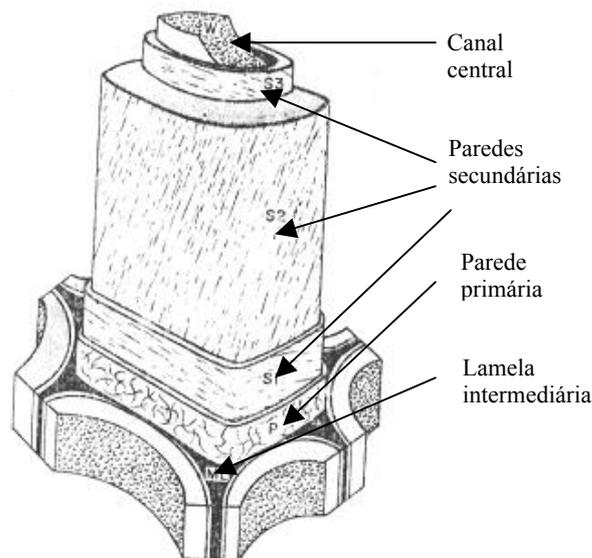


Figura 1: Esquema da estrutura de uma fibra de madeira leve. Fonte: Smook 1989

Por serem materiais naturais, as fibras vegetais estão sujeitas à heterogeneidade causada pela diversidade das condições de vida do vegetal, dos métodos de extração, dos tratamentos, da variedade de espécies de um mesmo gênero, e até num mesmo exemplar, dependendo do local de onde foram extraídas as fibras. É freqüente haver uma considerável dispersão dos valores obtidos, que, segundo Savastano Jr. e Agopyan (1998) podem ter coeficientes de variação superiores a 50%.

A eficiência do reforço de fibras pode ser avaliada sob dois critérios: priorizando a resistência ou a tenacidade dos compósitos em relação à matriz. Esses efeitos dependem do comprimento da fibra, de sua orientação e são muito dependentes do grau de aderência com a matriz. Quanto maior a aderência, maior a resistência mecânica, porém menor é a tenacidade à fratura. Esse comportamento resulta do aumento da incidência de fratura das fibras do compósito e a conseqüente diminuição na energia absorvida através do processo de arrancamento da fibra (Morrisey et al. 1985 apud Savastano Jr. et al. 2003). A dificuldade no tratamento da eficiência da fibra é que parâmetros que ressaltam a resistência à tração não necessariamente conduzem a uma maior tenacidade (Bentur e Mindess 1990).

Nos compósitos cimentícios, a matriz é frágil, porosa e suscetível a fissuras. A inserção das fibras conduz a melhoria das propriedades mecânicas inibidoras da fissuração. Quando a matriz fissura, as fibras passam a suportar a

maior parte da tensão de tração atuante no compósito. Se as fibras são arrancadas da matriz, ao invés de rompidas, há absorção de uma grande quantidade de energia, tornando os compósitos cimentícios mais tenazes e mais capazes de suportar impactos que a matriz sem reforço (Aziz et al. 1987). Segundo Banthia e Sheng (1996), enquanto as matrizes cimentícias atingem condições de propagação instável das fissuras logo após sua nucleação, em compósitos reforçados com fibras há ligação entre as faces das fissuras pelas fibras, restringindo sua propagação, de modo que o compósito pode suportar carregamento até superior ao da matriz.

Swift e Smith (1979) mostraram que a resistência à tração direta do compósito não pode ser significativamente melhorada pela adição de fibras de baixo módulo de elasticidade, mas, em relação à resistência à flexão, é possível obter grande aumento. A atuação das fibras depende da eficiência da transferência de esforços entre fibra e matriz, havendo forte influência de determinadas características das fibras, além das características da interface fibra-matriz. Tratando-se de fibras vegetais, são consideradas relevantes as seguintes características:

- Geometria: a relação de aspecto (comprimento/diâmetro) determina o montante de esforço transferido. É necessário determinar o comprimento crítico da fibra, abaixo do qual a fibra escorregará dentro da matriz, ao invés de romper, quando submetida à tração. O aspecto superficial da fibra (seções transversais irregulares e fibrilas) pode contribuir para a ancoragem da fibra à matriz.
- Volume de vazios: considerável em fibras vegetais, leva a alta absorção de água desde a imersão na matriz cimentícia no estado fresco, interferindo na relação água/cimento e na aderência entre fibra e matriz.
- Resistência à tração: deve garantir que o processo de arrancamento seja predominante em relação à ruptura da fibra, após fissuração da matriz.
- Módulo de elasticidade, considerado baixo (2 a 8 GPa) em relação aos módulos de matrizes cimentícias (entre 20 e 30 GPa).

Quanto à durabilidade dos compósitos com fibras vegetais inseridas em matriz cimentícia, há forte influência do ambiente externo. Na produção do compósito, as fibras entram em contato com a água alcalina do poro da matriz.

Iniciado o processo de decomposição, supõe-se que a água alcalina em torno de cada fibra seja neutralizada por reação com os componentes da fibra e que os produtos da reação formem uma barreira contra o acesso a mais água alcalina, detendo o processo de decomposição. Se há variação de umidade e temperatura externa, há o transporte da água neutralizada para longe da fibra e remoção dos produtos da decomposição. Mais água alcalina entra em contato com a fibra, sendo o processo de decomposição mais rápido quanto maiores as variações higrótérmicas do ambiente (Gram 1984).

Alguns aspectos devem ser observados na escolha do tipo de reforço usado. As fibras vegetais longas costumam ter orientação em uma direção e espaçamentos pré-determinados, dentro da matriz. Já as fibras curtas, freqüentemente são menores que 50 mm e distribuídas aleatoriamente. Há uma contradição entre a geometria que permite a facilidade de manuseio da mistura e aquela requerida para otimizar a eficiência do compósito endurecido. Fibras longas são mais eficientes no compósito endurecido, mas tornam a mistura pouco trabalhável (Bentur e Mindess 1990).

Para frações volumétricas muito altas, as fibras tendem a se agrupar dentro da mistura, resultando em baixa aderência, e a se enrolar. Com relação de aspecto muito alta, as fibras tendem a se enrolar durante a mistura, resultando numa má distribuição do reforço. Em ambos os casos, há propensão à redução da resistência mecânica do compósito (Aziz et al. 1981). Compósitos com fibras curtas e descontínuas podem ser obtidos com propriedades mais homogêneas e isotrópicas, com orientação planar bidimensional (chapas finas) ou aleatória tridimensional (Swamy 1979).

#### **2.1.1.1 Polpas de fibras vegetais**

Uma das principais causas da degradação de macro-fibras vegetais inseridas em matrizes cimentícias é a dissolução da lignina da lamela intermediária pela ação da água alcalina do poro da matriz cimentícia. O uso das fibras vegetais sob a forma de polpa está presente no mercado sob a forma de componentes construtivos industrializados desde a década de 80 (Coutts, 1988). Segundo Coutts e Warden (1992), a redução do material ao nível de fibras individuais por

polpação química, não somente remove extrativos que podem interferir no processo de ganho de resistência do cimento, como também fornece elementos de reforço que podem ser mais facilmente misturados à matriz.

Para a produção de elementos com fibras dispostas aleatoriamente, para os quais se busca basicamente uma maior ductilidade, o uso da polpa permite a inserção de um maior teor de fibras, não prejudicando tanto a trabalhabilidade da mistura fresca quanto as fibras de maior comprimento e levando à otimização do processo de produção. Pela geometria e capacidade de filtração, as polpas podem ser usadas na produção de placas de pequena espessura de fibrocimento, em substituição ao amianto, utilizando-se os mesmos processos, como o HATSCHEK, e as mesmas máquinas usadas para fabricação do cimento-amianto (Savastano Jr. et al. 2002).

Pode-se perceber que, apesar dos custos de produção da polpa vegetal pela indústria de celulose, a produção em larga escala desse material já é feita, com a finalidade da fabricação de papel, e há o aproveitamento de instalações já existentes nas indústrias de fibrocimento que fabricam componentes de cimento-amianto. Uma questão importante a ser considerada está relacionada à geração de efluentes, como resultado dos processos de obtenção da polpa, que impõem a adoção de métodos de tratamento e disposição final seguros.

Os processos comerciais de obtenção da polpa podem ser classificados como mecânicos, químicos e semi-químicos, podendo ser utilizado aquecimento. O processo de produção da polpa é, essencialmente, um forte ataque alcalino, objetivando remover, em maior ou menor extensão, a lignina da lamela intermediária (Fordos e Tram, 1986). Com a remoção quase total da lignina, as células, constituídas em maior parte por celulose, são separadas. Removida a parte da lignina mais exposta, as microfibras tornam-se mais resistentes ao ataque alcalino que as macro-fibras originais.

O processo de polpação exerce forte influência sobre as propriedades das fibras. As situações extremas são os processos inteiramente químicos, como o processo Kraft, e os processos termomecânicos de alta temperatura. O processo Kraft produz fibras quebradas e deslignificadas, que são utilizadas na fabricação do papel. O processo termomecânico produz fibras com cobertura de lignina, íntegras, e com maior possibilidade de interferir no processo de pega do cimento que as obtidas por processo alcalino (Campbell e Coutts 1980).

Após a polpação, pode ser feito o refinamento, tratamento mecânico em presença de água, pelo qual a polpa em suspensão passa por lâminas ou discos refinadores. Com isso, há possibilidade de obtenção de melhores propriedades mecânicas dos compósitos. Os principais efeitos do refino são o encurtamento das fibras, que são parcialmente quebradas, e o surgimento de fibrilações na superfície das fibras, causando perda de material superficial. Surgem também fibrilações internas, que contribuem para uma maior maleabilidade das fibras, e são gerados finos resultantes da remoção de material das fibras. O processo de refino exerce importante papel na formação de uma maior área superficial para a aderência fibra-fibra ou fibra-matriz, podendo controlar as velocidades de drenagem de líquidos durante a fabricação dos produtos (Coutts 1984, Coutts 1988).

A resistência do conjunto das fibras da polpa à passagem de um fluxo de água é uma propriedade importante do processo de polpação. O método clássico para determinação dessa propriedade é o teste Canadian Standard Freeness (CSF), que mede o volume de água em mililitros que atravessa a massa da polpa sobre uma placa perfurada. Medidas dessa propriedade são conhecidas como “*freeness*”, “*slowness*”, “*wetness*” ou “*drain time*”, dependendo do equipamento utilizado para medida, sendo o termo “*freeness*” mais utilizado (Smook 1982).

No estudo de Coutts (1984) usando polpa de madeira *Pinus radiata*, foi observado que até o teor de polpa de 6% em massa, houve pequena variação da resistência à flexão do compósito com o aumento do grau de refino. Acima desse teor, houve aumento da resistência com o aumento do refino até certo ponto, acima do qual o refino excessivo provocou diminuição da resistência, havendo um valor ótimo associado a um certo teor de fibras. Se o refino é excessivo, a relação de aspecto pode ser reduzida abaixo de um valor crítico, com possibilidade de redução da resistência e da tenacidade do compósito, já que as fibras passam a apresentar menor área de contato e oferecer menor resistência friccional durante o arrancamento.

As polpas celulósicas têm, em geral, propriedades mecânicas limitadas, mas têm vantagens como a baixa densidade, baixo custo e baixa demanda por energia durante a fabricação, quando comparadas com fibras sintéticas.

### 2.1.1.2 Fibras comumente usadas em compósitos

Antes de ser apresentada uma coletânea de dados sobre as principais propriedades de algumas das fibras vegetais mais utilizadas em componentes construtivos, para efeito de comparação, é mostrada a Tabela 1 com dados de algumas fibras não vegetais usadas pela indústria.

Tabela 1: Propriedades de algumas fibras não vegetais. Fonte: Spence e Cook (1983)

Tipo de fibra	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elast. (GPa)	Deform. na ruptura (%)	Diâmetro (mm)	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )
Asbestos chrisotila	3100	165	3	10 <sup>-5</sup> – 10 <sup>-2</sup>	2600
Asbestos crocidolita	3500	195	3	10 <sup>-4</sup> – 10 <sup>-2</sup>	3400
Aço (alto carbono)	3100	210	3	50+	7800
Aço (baixo carbono)	1050	210	4	50+	7800
Polipropileno (filamento)	620	4.8	18	25	910

#### 2.1.1.2.1 Fibras de coco

A cultura do coco é abundante em muitos países tropicais, principalmente nas faixas de litoral. O coqueiro cresce em areias salgadas de praias, onde nenhuma outra cultura seria economicamente viável. É de fácil cultivo e produz por longo período, sendo seu fruto constituído por uma casca lisa, o exocarpo, pelo mesocarpo, parte espessa intermediária e pelo endocarpo, casca duríssima e lenhosa. O mesocarpo fornece as fibras que, no fruto maduro, apresentam-se lenhosas e duras e, nos frutos verdes, são moles, com alto teor de umidade e fornecem a melhor fibra celulósica. Como a colheita é feita, em maior escala, quando os cocos estão maduros, há maior disponibilidade de fibras grosseiras (CEPED 1982).

As fibras de coco são usadas no fabrico de papéis, tapetes, escovas, cordas e como fertilizante (CEPED 1982). A Tabela 2 contém medidas de propriedades físicas e mecânicas dessas fibras, onde se percebe grande dispersão dos resultados.

Tabela 2: Propriedades das fibras de coco

Fonte dos dados	Resist. última à tração (MPa)	Módulo de elast. (GPa)	Deform. na ruptura (%)	Diâmetro (mm)	Comprim. (mm)	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Absor. de água (%)	Observações
Kulkarni et al. (1981)	106 - 175	3 - 6	17 - 47	-	-	-	-	diâmetro entre 0,10 e 0,45 mm
CEPED (1982)	182,2	3,4	28,27	0,7	-	1076,5	127	Absorção, densid. e diâm. de Matthews (1936)
Ramaswamy et al. (1983)	140	-	26,25	0,20 - 0,25	125 - 300	-	-	-
Paramasivam et al. (1984)	69,3	2,0	-	0,3	-	-	-	-
Guimarães (1984)	180 CV=13%	2,8 CV=25%	29,2 CV=12%	-	-	-	-	CV – coef. de variação
Ghavami e Veloso (1985)	37,53 – 110,52	-	5,47 – 27,77	0,240 – 0,422	90 - 168	-	-	Fibras secas ao ar
Aziz et al. (1987)	120-200	19 - 26	10 - 25	0,1 - 0,4	50 - 350	1120 - 1220	130 - 180	-
Satanarayana et al. (1990)	106 - 175	4,0 - 6,0	17 - 47	0,10 - 0,45	-	1150	-	-
Aggarwal (1992)	100 - 130	0,019 – 0,026	10 - 26	0,1 - 0,4	-	-	130 - 180	No texto, mód. elast. de 1,9 – 2,6 MPa
Tolêdo Filho (1997)	174 CV=24,2%	3,5 CV=27%	25 CV=29,1%	0,25 CV=27,3%	-	800 CV=7,6%	100 CV=19,5%	CV – coef. de variação
Savastano e Agopyan (1998)	95 - 118	2,8	23,9-51,4	-	-	1177	-	De Agopyan e Savastano (1997)

Observa-se que os dados publicados nos trabalhos citados apresentam intervalos de valores para as propriedades muito grandes, denotando a variabilidade dos resultados experimentais, a exemplo do intervalo de valores para a resistência à tração das fibras de coco, publicado por Aziz et al. (1987), cuja diferença entre os valores máximo e mínimo atinge 80 MPa. Além disso, em alguns trabalhos, percebe-se uma total coincidência de valores publicados em trabalhos anteriores.

Dados experimentais apontam para limitações na aplicação das fibras de coco como reforço em compósitos, pelo baixo módulo de elasticidade e grande de absorção de água, sendo muito sensíveis a variações de umidade. Kulkarni et al. (1981) descreveram a curva tensão-deformação para as fibras de coco como tendo

uma parte linear inicial, seguida de uma região não-linear com deformação altamente desproporcional à tensão e finalmente uma região retilínea ascendente, sugerindo certo encruamento por deformação.

Savastano Jr. e Agopyan (1998) observaram características microestruturais que justificariam a superioridade das fibras de coco quanto à durabilidade em meio alcalino. Ramaswamy et al. (1983) observaram perda de resistência à tração, após 28 dias de imersão em meio alcalino, menor para as fibras de coco (5% de perda) que para as fibras de juta (32% de perda).

No estudo de Toledo Filho et al. (2000), usando fibras de sisal e coco em argamassa de cimento, ambas as fibras foram consideradas altamente sensíveis à alcalinidade da matriz. Imersas em solução de hidróxido de cálcio por 300 dias, as fibras de coco e sisal sofreram perda total da flexibilidade. Imersas em água, perderam resistência, possivelmente por ação microbiológica, restando, após 420 dias, 83,3% e 77,2% das resistências originais, respectivamente, para fibras de sisal e coco. Os compósitos com essas fibras tiveram significativa redução na tenacidade após seis meses de exposição ao ar ou submetidos a ciclos de molhamento e secagem. Fibras curtas sofreram maior fragilização que fibras longas, pela existência de maior número de extremidades e maior área superficial, permitindo mais rápida penetração dos produtos de hidratação.

#### **2.1.1.2.2** **Fibras de sisal**

Conhecida por sua grande resistência mecânica, a fibra de sisal está entre as mais investigadas como reforço de materiais compósitos, sendo disponível a um custo razoável, pois a planta cresce em vários ambientes tropicais e renova-se rapidamente. As fibras são extraídas das folhas, que têm dimensões entre 6 e 10 cm de largura e entre 50 e 250cm de comprimento (Vale 1991 apud Ghavami et al. 1999). Cada fibra é, na verdade, um feixe de microfibras ocas (Li et al. 2000), com comprimento entre 1,0 e 1,5 m e diâmetro em torno de 0,1 e 0,3mm (Bisanda e Ansell 1991). O conteúdo de fibras das folhas é de 3,5 a 5,0% (Gram 1984).

Embora haja grandes diferenças entre os valores de absorção de água para as fibras de sisal na literatura especializada, pode-se notar que são ainda maiores que aqueles das fibras de coco. Tolêdo Filho (1997) observou aumento de cerca de

15% no diâmetro dessas fibras após oito dias de imersão em água, podendo causar perda da aderência com a matriz. Argamassas com fibras de sisal apresentaram menor trabalhabilidade que com fibras de coco, pela maior capacidade de absorção e maior relação de aspecto. A Tabela 3 contém medidas de propriedades físicas e mecânicas das fibras de sisal.

Tabela 3: Propriedades das fibras de sisal

Fonte dos dados	Resist. última à tração (MPa)	Módulo de elast. (GPa)	Deform na ruptura (%)	Compr (mm)	Diâmetro (mm)	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Absor de água (%)	Observações
Swamy (1975)	800	-	3	-	0,01 – 0,05	1500	-	-
Guimarães (1982)	449	14,9	4,3	-	-	-	-	-
CEPED (1982)	458,4	15,2	4,29	-	0,019	1270	239	-
Chand et al. (1988)	530 - 640	9,4 - 22	3 – 7	-	0,05 – 0,30	1450	-	Dados de Chand et al. (1984)
Aziz et al. (1984)	280 -568	13 -26	3 – 5	-	-	-	60 -70	-
Bentur e Mindess (1990)	800	-	3	-	0,01 – 0,05	1500	-	-
Satanayarana et al. (1990)	568 - 640	9,4 – 15,8	3 – 7	-	0,05 – 0,2	1450	-	-
Joseph et al. (1996)	400 - 700	9 - 20	5 – 14	-	-	-	-	-
Toledo Filho (1997)	577,5 CV= 42,66%	19,0 CV= 29,50%	3,0 CV= 29,15%	-	0,12 CV= 23,80%	900 CV= 8,90%	230 CV= 16,00 %	CV – coeficiente de variação
Savastano e Agopyan (1998)	347 - 378	15,2	4,9 – 5,4	-	-	1370	100	Dados de Agopyan e Savastano (1997)
Ghavami et al (1999)	580	18	6	382 - 940	0,15	930	-	-

Em ensaios de arrancamento com corpos-de-prova de argamassa de cimento com uma fibra de sisal, com comprimento inserido entre 7,5 e 50 mm, a resistência de aderência ficou entre 0,32 e 0,76 MPa. Foi observada a ocorrência de arrancamento da fibra para pequenos comprimentos inseridos, e ruptura para comprimentos maiores. Como em muitos sistemas as fibras maiores que 25mm falharam por ruptura, esse valor foi sugerido como comprimento crítico para a fibra de sisal (Tolêdo Filho 1997).

Coutts e Warden (1992) encontraram um teor ideal de 8% de polpa de sisal em massa, em compósitos de argamassa de cimento com adição de sílica ativa, tendo obtido um valor em torno de  $3,0 \text{ kJ/m}^2$  de tenacidade à fratura, um aumento de cerca de 50 a 60 vezes em relação à matriz sem reforço. A resistência à flexão chegou ao dobro da resistência da matriz. Savastano Jr. et al. (2003) obtiveram maior resistência à flexão (18 a 20 MPa) com teor de 8% de polpa de sisal, utilizando matrizes de cimento Portland e de escória granulada de alto-forno, representando melhoria de pelo menos 58% em relação à matriz.

Gram (1984) estudou a durabilidade das fibras de sisal, relatando a perda de cerca de 80% da resistência à tração original, após mantê-las em solução saturada de cal por seis meses. Para as fibras de coco, a perda foi em torno de 35%. Submetidos à alternância de molhamento e secagem, os compósitos com sisal sofreram fragilização em maior escala que os compósitos com fibras de coco.

#### **2.1.1.2.3** **Fibras de juta**

A juta fornece valiosas fibras têxteis, extraídas da casca da planta (*Corchorus capsularis*) que cresce até cerca de 2,5 m e tem diâmetro em torno de 25 mm na base do caule (d'Almeida 1987). A Tabela 4 contém medidas de propriedades físicas e mecânicas das fibras de juta.

Testes mostraram aumento das resistências dos compósitos cimentícios com a inclusão de fibras de juta. Com matriz de pasta de cimento, os compósitos tiveram aumento de até 97% na resistência à tração e 60% na resistência à flexão em relação à matriz sem reforço, mas com matriz de argamassa, o aumento não foi significativo. As resistências foram maximizadas para um comprimento de fibra entre 12 e 18mm, com fração volumétrica de 2%. A fração volumétrica ótima ficou em torno de 2% a 3% para um comprimento de 25 mm. A presença do reforço aumentou consideravelmente a tenacidade e resistência ao impacto, essa última tendo aumentado em 400%. A fratura dos compósitos sob tração direta e flexão se deu em parte por arrancamento e em parte por ruptura das fibras. A pouca aderência foi atribuída à expansão das fibras na mistura úmida (Mansur e Aziz 1982).

Ramaswamy et al. (1983) estudaram a estabilidade dimensional das fibras de juta juntamente com fibras de coco e bambu. As fibras de juta tiveram aumento de massa de cerca de 140% após imersão em água por 280 horas, mas não apresentaram, visualmente, sinais de expansão. A resistência à tração das fibras, de 226 MPa, foi cerca de 60% superior a das fibras de coco. Houve perda de cerca de 32% da resistência, após as fibras de juta permanecerem imersas em meio alcalino durante 28 dias. Para as fibras de coco, a perda foi de apenas 5%. O alongamento sob tração foi muito menor para a fibra de juta, ficando em torno de 4,85% do valor para a fibra de coco. Em seu estudo, d'Almeida (1987) considerou o valor da deformação obtida para fibras de juta (1,28% em média) como “... próximo ao limite inferior dos valores usualmente associados às fibras vegetais...”.

Tabela 4: Propriedades das fibras de juta

Fonte dos dados	Resist. última à tração (MPa)	Módulo de elast. (GPa)	Deform. na ruptura (%)	Comp. (mm)	Diâmetro (mm)	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Absor. de água (%)	Observações
Shah e Lakkad (1981)	441,5	25,506	1,8	-	-	-	-	Dados de Roff e Scott (1971)
Chawla e Bastos (1979)	270,5 s= 66,6	21,78 s= 3,12	1,28 s=0,30	-	-	-	-	s – desvio padrão
Mansur e Aziz (1982)	50	9,59	0,6 a 0,8	-	-	1020	-	Deform. obtida do gráfico tensão-deform.
Ramaswamy et al. (1983)	226	-	1,28	Até 8000	0,02 – 0,10	-	-	-
Chand et al. (1988)	239,46	17,42	1,16	-	0,20	-	-	Dados de Chand et al. (1984)
Aziz et al. (1987)	250 - 350	26 -32	2 - 3	180 – 800	0,1 – 0,2	1020 - 1040	25 - 40	-
D'Almeida (1987)	270,5 ± 66,6	21,1 ± 3,1	1,28 ± 0,38	250 – 1500	-	-	-	Módulo de elast. para elasticidade perfeita
Beaudoin (1990)	250 - 350	26 - 32	1,5 – 1,0	-	-	-	-	-

Observa-se que os valores de propriedades das fibras de juta publicados por Mansur e Aziz (1982) diferem grandemente daqueles obtidos por outros autores. Sabe-se que as condições de ensaio das fibras, tais como, teor de umidade e

velocidade de aplicação da carga, podem interferir significativamente nos resultados obtidos.

#### 2.1.1.2.4 Fibras de bambu

O bambu é um vegetal da classe das gramíneas que ocorre de forma natural, em regiões tropicais, subtropicais e até temperadas. Apresenta grande potencial como reforço de matrizes cimentícias, aliando o baixo custo à boa resistência mecânica. Cresce em grupos de canas com comprimentos de 3 a 35 m, que têm colmos cilíndricos individuais ocos, com diâmetros de 20 a 300 mm. O colmo é dividido em intervalos separados por nós contendo diafragmas transversais (Figura 2). Como reforço, pode ser usado o colmo, taliscas ou fibras (Subrahmanyam 1984).

A indústria de produtos de fibro-cimento tem direcionado seu interesse para argamassas de cimento autoclavadas reforçadas com fibras de madeira, como produto comercialmente viável para substituir o cimento-amianto. Em países com carência de recursos florestais, fontes alternativas têm sido pesquisadas (Coutts e Ni 1995). Nesse sentido, as fibras de bambu apresentam vantagens adicionais, em relação a outras fontes, pelo seu rápido crescimento, baixo custo e boa qualidade.

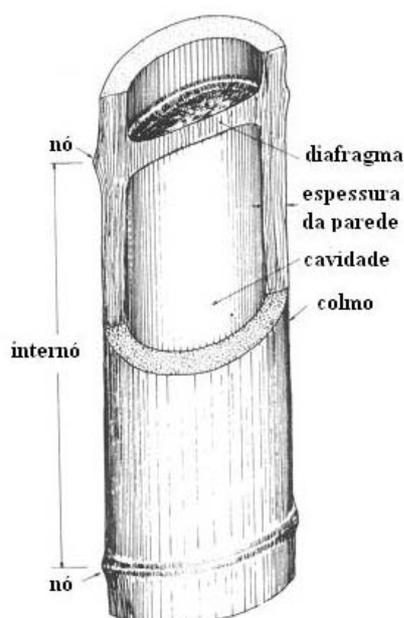


Figura 2: Esquema do colmo de bambu

As fibras, principais responsáveis pela resistência do bambu, têm distribuição variável na seção transversal do colmo, com cerca de 40 a 70% na parte mais externa e cerca de 15 a 30% na parte mais interna. Nos nós, as fibras se interconectam e penetram parcialmente no diafragma e nos galhos, resultando em pontos de menor resistência (Ghavami 1988).

Alguns estudos ressaltam a dificuldade de desfibrar o bambu (Ramaswamy et al. 1983, CEPED 1982). O uso como reforço na forma de polpa se apresenta como alternativa. A polpa pode ter fibras com comprimentos médios de 2,70 mm e diâmetros em torno de  $2,75 \times 10^{-2}$  mm (Pakotiprapha et al 1978). Coutts et al. (1994) encontraram comprimentos médios de 1,70 mm. A Tabela 5 contém medidas de propriedades das fibras de bambu.

Pakotiprapha et al. (1983a) realizaram estudo analítico das propriedades mecânicas da pasta de cimento reforçada com fibras obtidas por martelamento do bambu seco em estufa, obtendo relações para determinação das propriedades mecânicas dos compósitos a partir da regra das misturas, considerando a orientação aleatória, o efeito do comprimento limitado das fibras, propriedades dos materiais constituintes e distribuição das tensões de aderência interfacial. Estudo subsequente (Pakotiprapha et al. 1983b) investigou experimentalmente as propriedades desse compósito e os resultados apresentaram boa concordância com os valores obtidos analiticamente. Testes de arrancamento das fibras permitiram concluir que não existe correlação entre a resistência de aderência e o tamanho da fibra, mas sua textura superficial irregular melhora essa propriedade. Foi obtido um limite de 1,96 MPa para a aderência interfacial e a resistência última à compressão foi menor que a da pasta sem reforço.

Tabela 5: Propriedades das fibras de bambu

Fonte dos dados	Resist. última à tração (MPa)	Módulo de elast. (GPa)	Deform. na ruptura (%)	Compr (mm)	Diâmetro (mm)	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Absor. de água (%)	Observações
Guimarães (1982)	564	28,2	3,22	-	-	-	-	-
CEPED (1982)	575,1	28,8	3,22	2,95	0,0173	1158,5	145	Fibras obtidas por processo químico.
Ramaswamy et al. (1983)	-	-	-	-	0,015 – 0,020	-	-	Polpa de bambu
Beaudoin (1990)	440	37	-	-	-	-	-	-
Savastano Jr. e Agopyan (1998)	73 - 505	5,1 – 24,6	3,2	-	-	1158	145	Dados de Agopyan e Savastano Jr. (1997)
Pakotiprapha et al. (1983b)	442,00	37,95	-	-	-	1520	-	Área média da seção = 0,10 mm <sup>2</sup>

Coutts et al. (1994) comparam propriedades de compósitos de pasta de cimento reforçada com polpa Kraft de bambu com as de compósitos reforçados com polpas de madeira mole (*Pinus radiata*) e dura (*Eucalyptus regnans*). Os compósitos com polpa de bambu apresentaram valores crescentes de resistência à flexão, de 10 a 22 MPa, com o aumento do teor de fibras de 2 a 14% em massa, enquanto os reforçados com polpa de madeira tiveram aumento de resistência até o teor de 8% de fibras e diminuição para teores maiores, mostrando a necessidade de maior teor de fibras de polpa de bambu para obter a resistência máxima nos compósitos. O módulo de elasticidade dos compósitos com polpa de bambu decresceu com o aumento do teor de fibras, de mais que 12 até menos que 7 GPa, para teores de fibras de 4 a 14%. A tenacidade à fratura, crescente com o aumento do teor de fibras, foi considerada baixa (cerca de 0,7 kJ/m<sup>2</sup> e 1,0 kJ/m<sup>2</sup>, respectivamente para polpa refinada e não refinada, com 14% de fibras), comparada à dos compósitos com polpa de madeira (2,25 kJ/m<sup>2</sup> e 1,68 kJ/m<sup>2</sup>, respectivamente para fibras de madeira mole e dura, com 12% de fibras).

### **2.1.1.2.5** **Fibras de madeira**

A madeira é um composto polimérico celular de baixa densidade que possui células ocas, com comprimento entre 1 e 4 mm (Dinwoodie 1971) e relação de aspecto entre 50 e 60 (Campbell e Coutts 1980).

Um pedaço de madeira serrada pode conter defeitos, como nós ou trincas. Tomando-se um pedaço de madeira macroscopicamente isento de defeitos, obtém-se resistência à tração em torno de 70 MPa. Em testes com fibras individuais chega-se a resistências de até 700 MPa. Considerando a celulose como a molécula básica que forma a fibra, se fosse possível expressar a resistência das ligações químicas que compõem a estrutura da celulose em termos de resistência à tração, valores até mesmo superiores a 700 MPa poderiam ser registrados (Soroshian e Marikunte 1990). Como a fibra individual é oca, suas propriedades dependem de suas falhas e da espessura das paredes. Segundo Campbell e Coutts (1980), a resistência à tração da substância da parede da célula deslignificada encontra-se entre 500 e 900 MPa, tendo-se registrado até 2000 MPa para fibras selecionadas.

As fibras podem ser originárias de madeiras duras ou moles. Fibras de madeira dura têm, geralmente, diâmetro entre 20 e 60  $\mu\text{m}$  e comprimento de 0,5 a 3,0 mm, enquanto as de madeira mole têm diâmetro entre 30 e 120  $\mu\text{m}$  e comprimento entre 2,0 e 4,5 mm (Coutts 1988). A Tabela 6 contém medidas de propriedades das fibras de madeira.

Tabela 6: Propriedades das fibras de madeira

Fonte dos dados	Resist. última à tração (MPa)	Mód. de elast. (GPa)	Compr. (mm)	Diâmetro (mm)	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Absor. de água (%)	Observações
Fordos et al. (1986)	200 – 1500	40	1,2 – 2,7	0,015 – 0,060	1500	-	Polpa não alvejada de celulose kraft de <i>Pinus</i>
	200 – 1300	45	0,9 – 1,2	0,012 – 0,030	1500	-	Polpa de eucalipto alvejada
	200 – 800	-	1,5 – 2,5	0,020 – 0,07	1000 – 1500	-	Polpa de celulose TMP
Campbell e Coutts (1980)	500	-	-	-	1500	-	Polpa kraft de <i>Pinus radiata</i>
	125	-	-	-	500	-	Polpa TMP de <i>Pinus radiata</i>
Smook (1982)	-	-	4,90	0,035 – 0,045	656,76	-	Polpa de <i>Longleaf Pine</i>
	-	-	4,60	0,035 – 0,045	576,67	-	Polpa de <i>Shortleaf Pine</i>
	-	-	1,40	0,014 – 0,022	736,80	-	Polpa de Carvalho
Hillis e Brown (1984) apud Coutts (1988)	-	-	3,5	0,045 (primavera)	-	-	<i>Pinus radiata</i>
	-	-	-	0,013 (verão)	-	-	
Beaudoin (1990)	-	-	1,0	0,020	-	-	<i>Eucalyptus regnans</i>
Savastano Jr. e Agopyan (1998)	900	71	-	-	-	-	Fibra de madeira, sem especificação de espécie
	300 - 500	10 - 40	-	-	1250 – 1500	400	Dados de Agopyan e Savastano Jr. (1997)

### 2.1.1.2.6

#### Fibras de bananeira

Extraídas do pseudo-caule da planta, as fibras de bananeira apresentam relação de aspecto em torno de 150 (Satyanarayana et al. 1986). A extração é feita por raspagem, obtendo-se somente uma pequena quantidade (1% a 2% do peso úmido da planta). Devido a esses problemas na produção, grande quantidade dessas fibras fica sem utilização. Aplicações inovadoras são dificultadas pelo pouco conhecimento de dados científicos (Kulkarni et al. 1983). A Tabela 7 contém dados sobre as fibras de bananeira.

Compósitos de pasta de cimento secos ao ar, de argamassa de cimento autoclavados e de gesso secos ao ar com polpa de bananeira tiveram valores de resistência à flexão de, respectivamente, 66%, 80% e 80% da resistência de compósitos com mesmas matrizes reforçadas com polpa de madeira *Pinus radiata*, para mesmo teor de fibras de 8% em massa. Os valores de tenacidade à

fratura dos primeiros compósitos foram de apenas 43%, 30% e 39%, respectivamente, em relação aos valores para compósitos com polpa de madeira. Como as propriedades das fibras de madeira *Pinus radiata*, como diâmetro, comprimento e resistência à tração, são semelhantes às das fibras de bananeira, poderia ser esperado desempenho similar, podendo as diferenças serem devidas aos diferentes ângulos microfibrilares. Compósitos com fibras de bananeira alcançaram resistência à flexão de cerca de 20 MPa, com 8% de fibras, mas o baixo valor da tenacidade à fratura (menos que 1,0 kJ/m<sup>2</sup>) levou a que fossem considerados propensos à fratura por impacto (Coutts 1990).

Tabela 7: Propriedades das fibras de bananeira

Fonte dos dados	Resist. última à tração (MPa)	Módulo de elast. (GPa)	Deform. na ruptura (%)	Diâm. (mm)	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Observações
Kulkarni et al. (1983)	711 - 789	27 - 32	2,5 - 3,7	-	-	Diâm. de 0,05 a 0,25mm
Chand (1988)	529 - 754	7,7- 20,0	1 - 3	0,08 - 0,25	1350	Dados de Chand (1984)
Satyanarayan a et al. (1986)	529 - 914	27 - 32	2,5 - 3,7	0,050 - 0,280	1350	Deformação em comprimento de 50 mm
Beaudoin (1990)	1100- 1300	-	-	-	-	-

Zhu et al. (1994) produziram compósitos com polpa de bananeira curados ao ar que atingiram 25 MPa de resistência à flexão e tenacidade à fratura de 1,74 kJ/m<sup>2</sup>, para teor de fibras de 14% em massa, considerando-os adequadas à produção de componentes para a construção.

#### 2.1.1.2.7

#### Fibras de bagaço de cana-de-açúcar

Bagaço é o resíduo fibroso obtido da produção do açúcar após a extração do suco do caule da cana. Tem grande valor como fonte de energia, sendo utilizado como combustível nas próprias usinas açucareiras, o que se traduz numa restrição à utilização dessa fibra no fibrocimento, além da dificuldade em retirar todo o açúcar contido nas fibras, que interfere na pega do cimento (CEPED 1982). A Tabela 8 contém medidas de propriedades físicas e mecânicas das fibras de bagaço de cana-de-açúcar.

Aggarwal (1995) encontrou parâmetros otimizadores das propriedades em compósitos de pasta de cimento reforçada com partículas de bagaço, como o teor de bagaço entre 12% e 16% em massa, pressão na moldagem de 2 a 3 MPa e tempo de desmoldagem mínimo de 6 horas. O compósito assim preparado atingiu resistência à tração entre 1,58 e 1,71 MPa e resistência à flexão entre 8,85 e 9,60 MPa. Apresentou bom desempenho quando imerso em água ou submetido a ciclos de molhamento e secagem, sendo recomendado para aplicações internas e externas em construções. Bilba et al. (2003) analisaram a influência dos componentes botânicos das fibras de bagaço no processo de pega do cimento, concluindo que os açúcares solúveis em água, a hemicelulose e a lignina respondem pelo retardo e diminuição da temperatura máxima na hidratação do cimento. O tratamento térmico (200° C) do bagaço pareceu produzir compósitos com comportamento similar ao da matriz sem reforço.

Tabela 8: Propriedades das fibras de bagaço de cana-de-açúcar

Fonte dos dados	Resist. última à tração (MPa)	Módulo de elast. (GPa)	Deform. na ruptura (%)	Compr (mm)	Diâmetro (mm)	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Absor. de água (%)
Aziz et al. (1984)	170 - 290	15 - 19	-	50 - 300	0,2 - 0,4	1200 - 1300	70 - 75
Guimarães (1982)	177	4,9	5,11	-	-	-	-
CEPED (1982)	181,1	5,0	5,11	1,7	0,0257	750,9	562
Aggarwal (1995)	-	-	-	-	-	-	250 - 280

### 2.1.1.2.8

#### Variabilidade dos dados sobre fibras vegetais

Dados encontrados na literatura, de ensaios com os tipos de fibras vegetais mais utilizados em compósitos cimentícios, caracterizam-se pela grande variabilidade. A Figura 3 mostra as diferenças entre os valores máximos e mínimos encontrados, para os tipos de fibras vegetais abordados nos itens anteriores quanto à resistência à tração e módulo de elasticidade.

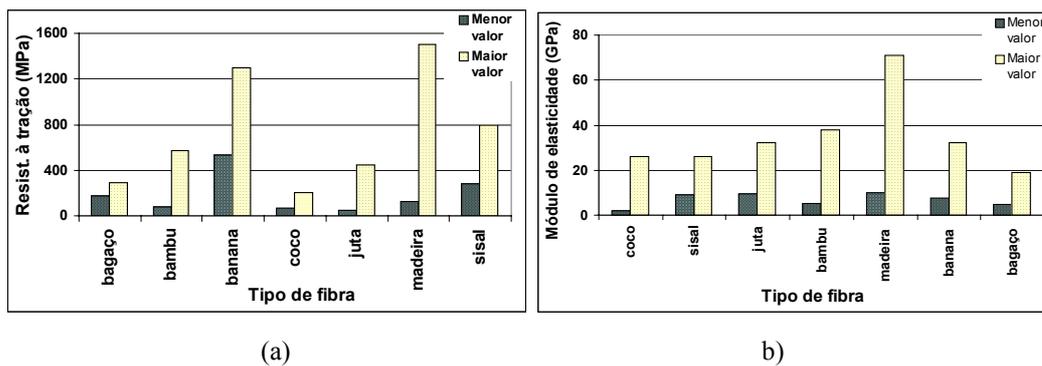


Figura 3: Variação de resistência à tração (a). Variação de módulo de elasticidade (b).

## 2.1.2

### Interação fibra-matriz

#### 2.1.2.1

#### Interações mecânicas

Compósitos de fibras curtas não são tão resistentes quanto aqueles de fibras contínuas. Em relação à tenacidade, contudo, importa o fato de haver oposição ao crescimento da fissura. Segundo Chawla (1987), se o crescimento da fissura pode ser impedido de alguma maneira, então uma energia maior será requerida para fazê-la propagar-se. No modelo apresentado, se o compósito está sob tensão, uma fissura que surge na matriz começa a propagar-se normalmente à superfície da interface (figura 4). Quando a fissura se aproxima da interface (Figura 4.b), ela é momentaneamente impedida pela fibra. Se a interface é pouco resistente, o cisalhamento interfacial e a contração lateral da fibra e da matriz provocados pelo estado de tensão aplicado resultarão em descolamento e deflexão da fissura na direção normal à interface (Figura 4.c). Um aumento da fissura na sua direção principal de crescimento ocorrerá após algum tempo (Figura 4.d). Com o crescimento da tensão no compósito, o descolamento na interface continua (Figura 4.e) e a ruptura da fibra poderá ocorrer em algum ponto mais fraco, ao longo de seu comprimento. As extremidades inseridas na matriz serão arrancadas, encontrando como oposição à resistência friccional da interface e, finalmente, haverá a total separação.

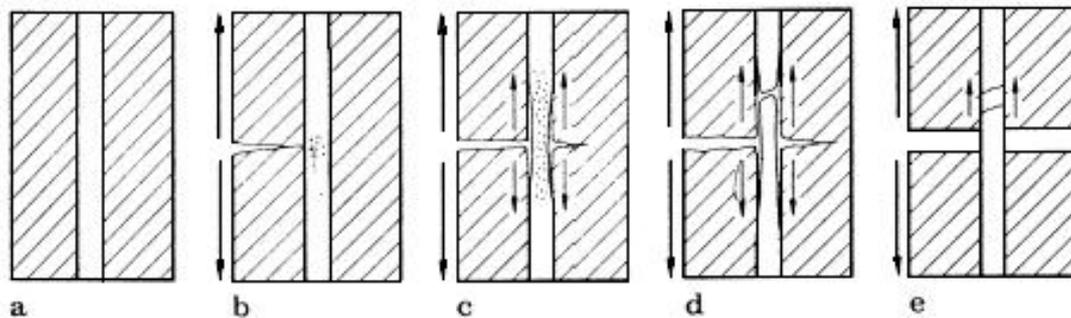


Figura 4: Modelo de crescimento da fissura no compósito com fibras (Chawla 1987)

Pode-se concluir que mesmo fibras de pequeno comprimento vão contribuir para impedir o crescimento inicial da fissura, variando sua eficiência em promover maior tenacidade conforme o comprimento inserido na matriz. Se há condições favoráveis, os compósitos podem ainda apresentar um pseudo-encruamento por deformação, após a primeira fissuração, que é manifestado como um crescimento não-linear da tensão, com um aumento da deformação imposta (Banthia e Sheng 1996).

Experimentos têm comprovado que o aumento da fração volumétrica das fibras leva ao aumento da tenacidade. Isso se deve ao fato de que são as fibras os elementos promotores do impedimento ao crescimento abrupto das fissuras. A presença das fibras em maior escala garante que mais processos de interação com a matriz possam consumir energia, garantindo um maior montante de energia requerida. Mas é sabido que este aumento da fração volumétrica tem um limite, que depende do tipo, geometria e arranjo das fibras, acima do qual há detrimento de outras características, como trabalhabilidade, homogeneidade e coesão entre fibra e matriz, que culminam por causar um decréscimo na resistência mecânica e, também, na tenacidade.

### 2.1.2.1 Interações físicas e químicas

Podem se resumidas em três as categorias de interações entre fibra vegetal e matriz cimentícia, que não têm ligação com carregamento externo. Uma delas, de ordem física, está relacionada à alta capacidade de absorção de água da fibra, que pode provocar a perda do contato com a matriz, com perda da resistência de aderência na interface.

A aderência entre a fibra e a matriz é também prejudicada pela formação da chamada zona de transição, que difere do restante da pasta, no entorno da fibra, que já foi bem estudada para os casos de inclusões como o aço, agregados e fibras impermeáveis. A presença de inclusões na matriz ainda plástica cria o chamado “efeito parede”, ou seja, a formação de um filme de água na interface, levando a uma maior porosidade e a uma maior concentração de portlandita e de etringita. Observou-se que a zona de transição, nos compósitos com fibras vegetais que não foram previamente impermeabilizadas, é mais pronunciada, pois sendo mais porosas, elas atraem mais a água da matriz que as inclusões impermeáveis. Isso provoca maior espessura e maior porosidade da camada correspondente à zona de transição (Savastano Jr. e Agopyan 1999).

A segunda forma de interação nefasta entre fibra vegetal e matriz é a possibilidade da água alcalina do poro da matriz cimentícia causar desintegração de componentes da fibra. Dentre os três principais componentes da fibra vegetal, a celulose é a menos suscetível ao ataque do meio alcalino. É sabido que a decomposição da celulose em meio alcalino pode acontecer de acordo com dois diferentes mecanismos. Um deles é o “descascamento” que ocorre na extremidade da cadeia molecular, onde os últimos grupos atômicos reagem com íon  $OH^-$  e formam  $CH_2OH$ , que é desprendido da cadeia molecular, continuando esse processo com um novo grupo que passa a ocupar a extremidade da cadeia. A probabilidade de que essa reação resulte na formação de um composto estável é pequena (1:50). Quando o grau de polimerização da celulose da fibra é alto, a exemplo da celulose do sisal que tem grau de polimerização de 25000, esse processo é inócuo. Outra forma de decomposição é a hidrólise alcalina que divide a cadeia molecular, diminuindo o grau de polimerização e expondo novos grupos atômicos das extremidades ao processo de “descascamento”. Mas a hidrólise alcalina não alcança alta velocidade, a menos que a temperatura exceda a  $100^\circ C$  (Gram 1984).

A decomposição da hemicelulose, que tem grau de polimerização entre 50 e 200, é dominada pelo mecanismo de “descascamento”. A lignina é composta por grandes moléculas tridimensionais, facilmente rompidas em meio alcalino. Pode-se afirmar, então, que a decomposição química da fibra se dará, mais provavelmente, pelo ataque do meio alcalino à lignina e à hemicelulose da lamela

intermediária. A água alcalina do poro da matriz dissolve essas substâncias, quebrando a ligação entre as microfibras que compõem as macrofibras.

A terceira forma de interação fibra-matriz é a fragilização da fibra pelo processo de mineralização resultante da migração de produtos de hidratação, especialmente o hidróxido de cálcio, para a cavidade central, paredes e vazios da fibra, onde cristalizam. Fibras frágeis sofrem ruptura sem alongamento considerável, não contribuindo conforme o esperado para o incremento da ductilidade e tenacidade do compósito.

Gram (1984) observou que o concreto reforçado com fibras de sisal, deixado ao ar em clima tropical, tornou-se significativamente fragilizado dentro de um período de 200 dias. Através de ensaios acelerados e exposição ao ar de corpos-de-prova nos quais foram tentados métodos de redução do ataque alcalino, observou que a fragilização do concreto com fibras de sisal pode ser evitada quase completamente. Substituindo cerca de 45% do cimento por sílica reativa, o pH da água do poro foi reduzido a tão baixo nível que o concreto manteve sua tenacidade após ser submetido ao envelhecimento acelerado ou expostos ao ar. Com a substituição do cimento comum por cimento com alto teor de alumina, os compósitos não sofreram fragilização tão rápida quanto aquela dos compósitos feitos com cimento comum. Usando cimento de alto-forno ou substituindo parte do cimento por cinza volante, houve apenas efeitos limitados sobre o pH da água do poro.

Constatou-se a possibilidade de reduzir a fragilização da fibra de sisal através da vedação dos poros da matriz, misturando gotas de cera na argamassa fresca que, com o endurecimento, é aquecida e escoada entre os poros, vedando-os e reduzindo o transporte de água alcalina para a fibra. Outras formas de selar os poros, tais como o aumento do teor de finos, redução do fator água/cimento e mistura de micropartículas poliméricas, não surtiram grandes efeitos sobre a fragilização. A impregnação das fibras, em muitos casos, resultou em queda no desempenho do compósito, devido à redução da resistência da fibra ou a mudança no contato entre fibra e matriz. Foi ainda mostrado que a inclusão das fibras agrupadas em feixes não contribuiu para a redução da fragilização do compósito, pois a água alcalina também alcança as fibras que não estão em contato direto com a matriz (Gram 1984).

## 2.2

### Deformações variáveis com o tempo em compósitos cimentícios

A suscetibilidade a deformações causadas por retração ou por fluência de um compósito cimentício é uma característica que assume notável importância por estar relacionada ao seu desempenho mecânico e à sua durabilidade. Considerando o elevado grau de dificuldade e incerteza que caracteriza as análises teóricas e experimentais dessas deformações, estudos buscando o entendimento dos mecanismos envolvidos e formas de predição desse tipo de comportamento tornam-se de grande utilidade para projetos de componentes construtivos moldados com esses materiais. Segundo RILEM (1997), valores de fluência e retração apresentam-se, em certos casos, como um critério de seleção do material.

Assim, a obtenção de conhecimento acerca das variáveis que têm influência sobre a retração e a fluência desses compósitos passa a se constituir num fator importante para a garantia de sua durabilidade e segurança estrutural. Sabe-se da influência de diversos fatores, tais como o tipo de cimento, relação água/cimento, condições de cura, umidade relativa ambiental, idade e dimensões do elemento (Vandewalle 2000), havendo na literatura considerável disponibilidade de dados experimentais relacionados aos efeitos de cada uma dessas variáveis. Os testes de retração e fluência podem ter dois propósitos possíveis (RILEM 1997):

- Determinação das propriedades do material para uma dada mistura, visando prover dados para a relação constitutiva dependente do tempo. Determina-se a influência dos principais parâmetros pela variação das condições de ensaio (idade de carregamento, condições ambientais, magnitude do carregamento, idade de descarregamento).
- Otimização da mistura, geralmente em relação a outra propriedade. Nesse caso, é possível testar somente algumas condições representativas (carregamento nas primeiras idades ou aos 28 dias, com ou sem secagem, por exemplo).

Em ambas as situações, nota-se que o comportamento do material, em um dado instante, é marcadamente dependente de todo o seu histórico de carregamento.

Resultados de estudos experimentais indicam influência da presença de reforço com fibras curtas, distribuídas aleatoriamente no concreto, na redução da

retração livre do concreto endurecido (Mangat et al. 1984, Mangat e Azari 1988, Swamy e Stavrides 1979), na redução da largura das fissuras provocadas quando há restrição à retração (Sarigaphuti et al. 1993, Grzybowski e Shah 1990, Banthia et al. 1996) e na redução da capacidade de sofrer fluência (Chern e Young 1989, Beaudoin 1990, Bissonette e Pigeon 1995, Zhang 2003). Essa influência depende de fatores tais como a quantidade e geometria das inclusões fibrosas, o tipo de corpo-de-prova utilizado no ensaio e tipo e composição da matriz. No concreto, os agregados, por serem mais rígidos que a pasta de cimento, costumam exercer forte restrição aos movimentos provocados pela saída da água da mistura. Em compósitos cimentícios reforçados com fibras, o de volume das fibras é muito menor, comparado com o volume dos agregados, e a matriz tende a ser mais rica, em comparação com o concreto sem fibras (Swamy e Stavrides 1979). Considerando essas diferenças, é de interesse a caracterização do comportamento dos compósitos reforçados com fibras quanto à deformabilidade variável com o tempo, bem como a busca por métodos adequados de controle.

Segundo Mehta e Monteiro (1993), a inclusão de fibras de aço no concreto tem pequeno efeito no módulo de elasticidade, na retração por secagem e na fluência sob compressão. A fluência sob tração é levemente reduzida, mas a fluência sob flexão pode ser substancialmente reduzida quando fibras de carbono muito rígidas são usadas. Contudo, em muitos estudos, pelo pequeno volume, as fibras agem simplesmente como inclusões rígidas na matriz, sem produzir muito efeito sobre a estabilidade dimensional do compósito.

Tem sido comum o uso de concreto reforçado com fibras em numerosas aplicações nas quais as deformações por retração e por fluência são relevantes para o projeto e desempenho das estruturas. Muitos estudos têm analisado a atuação de fibras sintéticas, principalmente as fibras de aço, de vidro e de polipropileno. Em geral, a presença dessas fibras reduz a retração e a fluência até certo limite, embora seus mecanismos de ação sobre a fluência não sejam ainda conhecidos conclusivamente. Com relação a misturas cimentícias reforçadas com fibras vegetais, há menor quantidade de dados publicados e os resultados não têm permitido ainda chegar a conclusões seguras quanto ao papel das fibras, notadamente em relação à retração do material compósito. Além disso, pela grande variedade de fibras vegetais que têm potencial de aplicação em misturas cimentícias para elementos construtivos, há necessidade de estudos aprofundados

e particularizados para cada tipo de fibra, tornando possível uma maior clareza quanto à predição do comportamento.

### **2.2.1 Retração**

Numa acepção superficial, retração pode ser descrita como uma contração do compósito cimentício devida à perda de água. Embora ocorra tridimensionalmente no material, a retração é frequentemente expressa como deformação linear, pois os efeitos da retração são maiores quanto maior a dimensão e é comum que componentes construtivos tenham uma dimensão que predomina sobre as demais.

Sabe-se, no entanto, que a retração em misturas à base de cimento é, principalmente, um conjunto de efeitos do complexo sistema de secagem, e pode-se dar tanto por perda de água para o meio externo, podendo ser chamada de secagem exógena, quanto por adsorção da água para formação de produtos de hidratação do cimento, a secagem endógena.

É de uso comum associar o termo retração simplesmente à retração que se dá por secagem da mistura cimentícia quando exposta a um ambiente cuja umidade relativa é tal que provoca a perda de água do material para o estabelecimento do equilíbrio higrométrico. Mas, além desse, existem vários outros tipos de deformação sob a forma de retração, que não necessariamente podem ocorrer de forma simultânea ou serem dependentes uns dos outros.

Excluindo-se as deformações resultantes de ações mecânicas advindas de forças externas, podem ser identificadas formas de retração originárias de ações térmicas, químicas e hídricas. As ações térmicas podem ser devidas a variações de temperatura oriundas de mudanças climáticas, de processos industriais ou do calor produzido na massa pela hidratação do cimento. Essa última somente tem efeitos relevantes em elementos de espessura significativa, nos quais a taxa de geração de calor de hidratação é maior que a taxa de difusão através do material, para posterior dissipação para o meio externo. Entre as ações químicas inclui-se a reação da pasta de cimento hidratada com o dióxido de carbono do ar, na presença de umidade, que causa a retração por carbonatação.

As formas de retração de origem hídrica, ou retração por secagem, estão associadas ao fato de serem os compósitos cimentícios porosos. O concreto, por exemplo, possui poros com dimensões entre  $10^{-6}$  e  $10^{-9}$  m, nos quais as tensões de capilaridade aumentam consideravelmente quando estão vazios, induzindo à compressão do esqueleto sólido. Esse tipo de retração pode resultar de variações de condições ambientais externas ou da auto-dessecação provocada pela continuidade da hidratação após a pega do cimento. Tais fatores ocasionam uma perda de equilíbrio com a umidade do meio, gerando fluxo e gradiente de umidade. Como consequência disso, as deformações resultantes não são uniformes, originando tensões que podem levar a fissuração, principalmente em idades mais precoces, quando o material cimentício ainda não desenvolveu resistência mecânica suficiente para suportar essas solicitações. Seus efeitos mecânicos são freqüentemente consideráveis, podendo predominar sobre ações estritamente mecânicas (Acker e Ulm 2001).

Existem, ainda, outros critérios que podem ser usados para classificar os tipos de retração a que um compósito cimentício pode estar sujeito. Quanto ao estado físico da mistura, pode-se identificar a retração plástica e a retração do compósito endurecido. Quanto às condições de contorno do elemento, a retração pode ser classificada em livre, quando, numa situação idealizada, não haveria restrição à variação volumétrica, ou restringida, quando há impedimento a essa movimentação por vínculos com outros elementos adjacentes ou atrito com a superfície sobre a qual está sobreposto. A consideração da restrição depende da escala adotada para observação do fenômeno, pois a presença de agregados ou fibras rígidas na mistura cimentícia pode ser tomada como uma restrição à movimentação da pasta.

Aitcin et al. (1997) identificaram cinco tipos de retração. A retração plástica, que cronologicamente antecede a retração por secagem, ocorre quando há perda da água com o material ainda no estado plástico. A retração por secagem, com o compósito já endurecido, tem como causa principal a saída da água do material. Normalmente a água é perdida por evaporação para a atmosfera, mas pode também ocorrer sucção por camadas precedentes de material já seco ou pelo solo. Durante o endurecimento da pasta de cimento, ocorre a retração por auto-dessecação, ou retração autógena, mesmo que a mistura cimentícia não tenha contato com o meio externo.

A retração térmica pode se dar como resultado do decréscimo da temperatura provocado pela dissipação do calor produzido pela hidratação do cimento, no período de pega ou logo após, com as dimensões da massa tendendo a se tornarem fixas. Já as ações térmicas relacionadas ao clima são cíclicas. Seus efeitos mecânicos de longo prazo são, portanto, relacionados principalmente à diferença entre a temperatura inicial e a temperatura média do local em que o elemento se encontra. As ações das variações de umidade devidas ao clima também são cíclicas, mas a secagem é de 1000 a 10000 vezes mais lenta que o resfriamento e, conseqüentemente, seu efeito no comportamento a longo prazo do material pode ser pouco significativo, quando os ciclos de variação são de curta duração (Acker e Ulm, 2001). O último tipo relacionado é a retração por carbonatação. Quando alguns ou todos esses tipos de retração ocorrem, a soma é referida como retração total.

#### **2.2.1.1 Retração plástica**

Materiais à base de cimento podem passar a sofrer deformações, independentemente da ação de cargas externas aplicadas, já nos primeiros minutos após a moldagem dos elementos. Difícil de ser controlada, a retração que se processa durante as primeiras horas é, algumas vezes, acompanhada pela formação de fissuras, geralmente de pequena profundidade e por vezes quase imperceptíveis.

Fissuras por retração plástica podem ser observadas em componentes feitos com pasta, argamassa ou concreto de cimento Portland quando, ainda no estado fresco, ficam expostos a condições ambientais que causem forte evaporação, especialmente em peças com grande relação área superficial/volume, como é o caso de placas.

A retração plástica pode ser creditada ao efeito combinado de alguns eventos que ocorrem logo após a moldagem do componente construtivo, com a mistura cimentícia ainda no estado plástico. Inicialmente, dá-se o assentamento de materiais que compõem a mistura, tais como o cimento, agregados e demais inserções sólidas. Por diferenças de peso específico, a água tende a ascender, podendo haver exsudação seguida de evaporação. Adicionalmente, a retração

plástica pode ser agravada por elevadas temperatura ou velocidade do vento (Mangat e Azari 1990).

Quando o compósito cimentício ainda fresco está exposto a um ambiente de secagem, surgem tensões capilares, às quais tem sido atribuída a retração plástica do material. O espaço entre as partículas, inicialmente, permanece completamente preenchido pela água. Quando a água da superfície é removida por evaporação na superfície, forma-se uma complexa série de meniscos, que geram pressões capilares negativas, levando à contração volumétrica da pasta. Essas pressões podem aumentar até um valor crítico, quando passa a não mais haver uma dispersão regular da água na pasta, formando-se zonas discretas de água intercaladas por vazios. A maior taxa de retração plástica ocorre próximo ao momento em que a pressão crítica é atingida, havendo diminuição posteriormente. Quando a superfície do elemento perde o brilho característico, há indicação de que a velocidade de evaporação superou a velocidade de ascensão da água do interior para a superfície. O período de tempo necessário para que isso ocorra depende da composição do material, geometria do elemento e condições do ambiente externo (Sorousshian e Ravanbakhsh 1998). Quando a velocidade de evaporação excede a velocidade de ascensão da água de exsudação, é provável que ocorram fissuras por retração plástica (Lerch 1957 apud Ravina e Shalon 1968).

A retração plástica aumenta com o aumento do teor de cimento no compósito. Valores típicos de retração, após quatro horas de moldagem, situam-se em torno de 1800 e 5700  $\mu\text{m}/\text{m}$  para um concreto com teor de cimento de 360  $\text{kg}/\text{m}^3$  e para uma pasta de cimento, respectivamente (Mangat e Azari 1990).

O material irá apresentar fissuração por retração plástica quando a pasta de cimento já estiver dotada de uma certa rigidez, porém ainda sem ter desenvolvido resistência mecânica suficiente para se contrapor às tensões que surgem devidas à acomodação da massa. As fissuras por retração plástica podem acarretar danos consideráveis aos elementos moldados com misturas à base de cimento. Além de efeitos adversos sobre o comportamento mecânico, com o enfraquecimento do material, podem propiciar o surgimento de vias de entrada para a umidade e substâncias agressivas presentes no meio externo, reduzindo sua vida útil. A fissuração é induzida por retração diferencial ou por restrição ao assentamento uniforme do material fresco (Mangat e Azari 1990). Essas restrições podem ser

promovidas pelo atrito com superfícies de moldes, pela presença de reforço ou agregados.

Estudos indicam que o reforço com determinados tipos de fibras curtas, distribuídas aleatoriamente na matriz à base de cimento, traz redução da retração por secagem do concreto endurecido (Mangat et al. 1984, Mangat e Azari 1988, Swamy e Stavrides 1979). As fibras de aço, de vidro e de polipropileno estão entre as que mostraram bom desempenho em investigações sobre retração por secagem. Um desempenho satisfatório do reforço com fibras curtas, também no caso de retração plástica, significaria maior potencial de utilização do compósito em aplicações nas quais a prevenção de fissuras precoces constitui-se num critério importante.

Medir deformações por retração plástica de compósitos cimentícios, entre 0 e 12 horas após a mistura, mostra-se uma tarefa difícil do ponto de vista prático, já que os dispositivos usuais de medida de deslocamento ou deformação não podem ser fixados antes que seja atingida uma certa resistência mínima do material. Devido a isso, a maior parte das medidas de deformação por retração, referidas na literatura, tem-se iniciado a partir do momento da desmoldagem e as recomendações técnicas para determinação desses valores são baseadas em uma certa idade para início das medidas de retração (Slowik et al. 2003).

Para avaliar a eficiência das fibras, torna-se necessário determinar a tendência à fissuração do material em idade precoce, durante a secagem inicial. Apenas as medidas de retração plástica livre não são suficientes, havendo a necessidade de testes nos quais a retração é restringida de modo a promover o surgimento de tensões de tração no compósito. Através da observação da natureza das fissuras desenvolvidas e do tempo necessário para sua formação, pode-se avaliar a tendência à fissuração do material, que é função tanto da sua retração plástica, quanto da eficiência do reforço das fibras inseridas na mistura ainda no estado fresco. O significado físico da maioria dos testes propostos é limitado e, portanto, somente podem ser usados para avaliações qualitativas ou comparativas dos efeitos das fibras em diferentes misturas (Bentur e Mindess 1990).

Experimentos com concreto reforçado com fibras de aço com diferentes formatos e fração volumétrica de fibras variando de 0% a 4,47%, mostraram que houve redução da retração plástica (Mangat e Azari 1990). Também para as fibras de baixo módulo de elasticidade, muitas de suas aplicações, em pequenas frações

volumétricas, são feitas com a intenção de reduzir a tendência à fissuração em compósitos cimentícios por retração plástica (Bentur e Mindess 1990). Atribui-se o bom desempenho sob retração plástica das fibras celulósicas ao fato de possuírem pequenos diâmetros efetivos, comparáveis às partículas de cimento, e, assim, promoverem um empacotamento fechado e o desenvolvimento de uma microestrutura compacta no material fresco.

Estudo de Toledo Filho e Sanjuán (1999) com argamassas reforçadas com fibras de sisal com 25 mm de comprimento, distribuídas aleatoriamente nos compósitos, mostrou que houve uma redução média de 769,5  $\mu\text{m/m}$  na retração plástica livre, para misturas com diferentes relações água/cimento e diferentes relações cimento/areia, quando o teor de fibras variou de 0% a 0,2%. Testes de retração plástica restringida nesses compósitos mostraram que a presença de pequenas frações volumétricas de fibras de sisal revelou-se extremamente eficiente para retardar o aparecimento da primeira fissura e para controlar o aumento da abertura das fissuras.

Soroushian e Ravanbakhsh (1998) em ensaios de retração plástica restringida em concretos convencionais e de alto desempenho, concluíram que a adição de baixa fração volumétrica (0,06%) de fibras celulósicas resultou em redução estatisticamente significativa da fissuração por retração plástica. Houve redução da área de fissuras de, em média, 78% e 40%, respectivamente para o concreto convencional e para o de alto desempenho, em relação ao concreto sem fibras.

#### **2.2.1.1.1 Pega do cimento**

Para a caracterização do comportamento do material em relação à retração plástica, torna-se necessário determinar o intervalo de tempo em que este tipo de retração prevalece, que é definido como o período desde o instante em que o cimento é posto em contato com a água da mistura até o final da pega. São usados, freqüentemente, testes para medida do tempo de fim de pega que são baseados na resistência do material fresco à penetração.

Observações do calor gerado pelo processo de hidratação do cimento podem revelar informações sobre a evolução das reações químicas que têm lugar na pasta

de cimento, permitindo relacionar pontos específicos da curva de evolução do calor ao longo do tempo com os tempos de início e de fim de pega usualmente determinados pelo ensaio com agulha de Vicat (ABNT 2003). Através de uma curva típica de evolução do calor, como a mostrada na figura 5, a hidratação da pasta de cimento Portland pode ser caracterizada por alguns estágios (Mindess e Young 1981 apud Ye 2003).

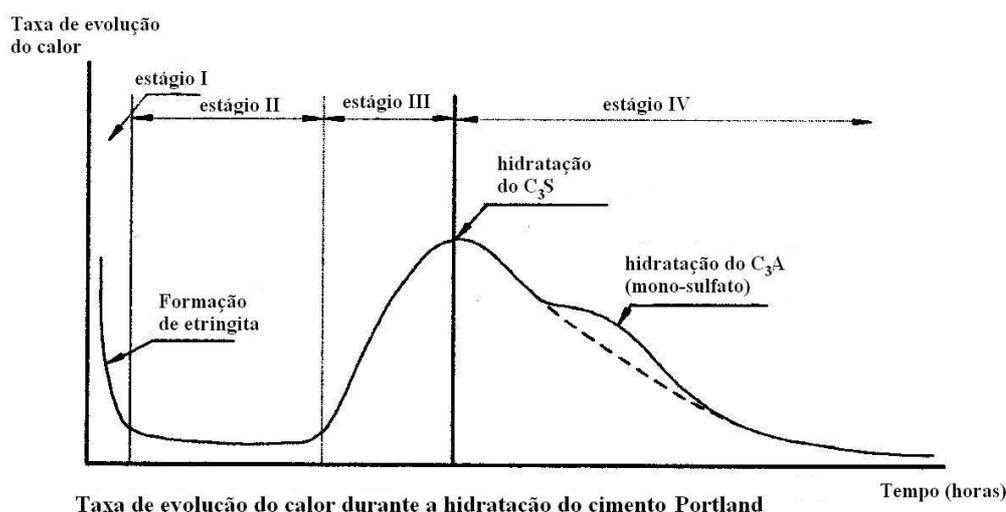


Figura 5: Curva típica de evolução do calor de hidratação

- Estágio I (pré-indução): os grãos de cimento em contato com a água imediatamente começam a reagir e o C<sub>3</sub>A é a fase mais ativa;
- Estágio II (estágio latente): as reações rápidas do período anterior são seguidas por um período de baixa reatividade, que geralmente não ultrapassa 5 horas, dependendo da temperatura, e da finura e composição química do cimento. A pasta de cimento permanece plástica e trabalhável. O tempo de fim do estágio latente é geralmente relacionado ao início da pega da pasta, medido pelo ensaio de Vicat.
- Estágio III (aceleração): as reações se aceleram, atingindo uma taxa máxima no final desse estágio. A hidratação do C<sub>3</sub>S se acelera e uma perceptível hidratação do C<sub>2</sub>S se inicia. O hidróxido de cálcio cristalino precipita da fase líquida. O fim da pega geralmente ocorre antes que a pasta apresente a taxa máxima de desenvolvimento de calor, ou seja, antes do fim do estágio III.

Holt (2002) apresenta exemplos típicos de curvas de desenvolvimento da temperatura com o tempo, para pasta e argamassa, com relação água/cimento de 0,35 e para concreto, com relação água/cimento de 0,30 (Figura 6).

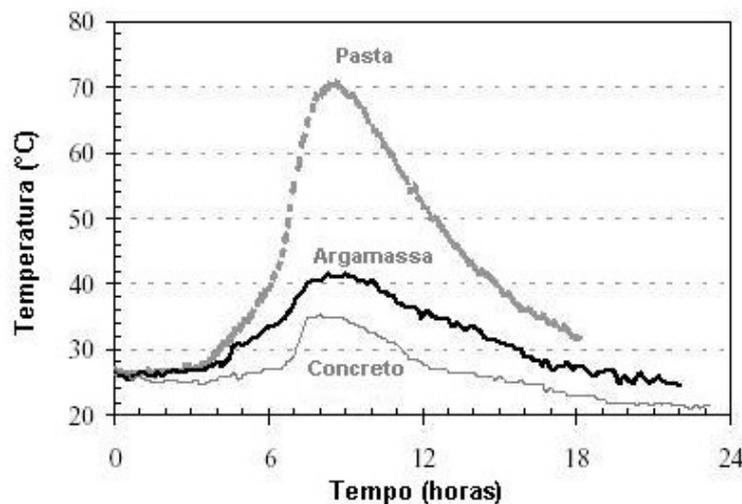


Figura 6: Exemplo de desenvolvimento da temperatura com o tempo, desde a mistura, em pasta, argamassa e concreto

Em compósitos cimentícios com fibras vegetais, é sabido que a presença de vários tipos de carboidratos nas fibras, tais como lignina, hemicelulose, açúcares, fenóis e taninos, causa retardo da pega do cimento, tornando necessária a caracterização dos tempos de pega, no estudo da retração plástica do material.

### 2.2.1.2

#### Retração por secagem do compósito endurecido

Compósitos cimentícios podem absorver ou ceder água para o ambiente. Expostos ao ar nas primeiras idades, passam a perder água por percolação, através de sua complexa estrutura porosa, e posterior evaporação na superfície. Em ambiente de secagem, essa saída da água se dá de forma brusca. A água dos poros capilares da pasta hidratada, chamada de água livre, é extraída por forças que aumentam para menores diâmetros desses poros (Aitcin et al. 1997). Surgem, então, pressões negativas nos capilares, levando à contração do volume da pasta. Portanto, a força motriz da retração por secagem de longa duração é a evaporação da água dos poros capilares da pasta de cimento hidratada através das extremidades expostas ao ar com umidade relativa inferior à dos poros. A retração

por secagem em materiais cimentícios é uma deformação lenta que progride com o tempo. Trata-se de uma propriedade inerente a todo material à base de cimento, pela estrutura essencialmente porosa da pasta endurecida.

A magnitude da perda da água presente nos poros e a velocidade com que ocorre depende de numerosos fatores, tais como: tipo de aplicação (cobertura ou vedação), forma do elemento, temperatura e umidade relativa ambiental, velocidade do vento, porosidade do material, orientação de sua estrutura (anisotropia), presença de fibras (naturais ou sintéticas), tipo de revestimento ou impregnação aplicada ao produto. É, portanto, uma tarefa difícil descrever ou prever a movimentação da água dos poros de um compósito cimentício reforçado com fibras, quando exposto ao ambiente natural (Akers e Partl 1990). A perda de água é menor quanto menor a relação superfície/volume do elemento. Tem grande importância as características do sistema da pasta, tais como tamanho, forma e continuidade dos poros capilares (Aitcin et al. 1997). A retração depende, também, da idade em que o compósito cimentício foi exposto à secagem.

A caracterização do comportamento do compósito cimentício em relação à retração por secagem inclui a avaliação da deformabilidade e da tendência à fissuração do material exposta a ambiente de secagem. A medida da retração livre dá a dimensão da capacidade de deformação do material, mas a precisão dessa determinação esbarra na dificuldade de promover, num experimento, a inexistência de qualquer tipo de restrição à movimentação por perda de água. Bazant et al. (1991) descrevem a retração livre como a retração de um elemento muito pequeno, no qual o teor de umidade permanece quase uniforme durante a secagem, sendo muito difícil sua determinação por observação experimental. Para efeitos práticos, pode-se considerar como retração livre a deformação medida em corpos-de-prova mantidos com o mínimo de restrição possível, isolado de outros elementos, mesmo havendo restrições internas, tais como, a presença de agregados, fibras ou gradientes de umidade. A medida desse valor característico é necessária como dado para análise numérica.

Bisschop e van Mier (2002) analisaram a microfissuração devida a restrições internas em materiais cimentícios. Foram consideradas a auto-restrição e a restrição devida aos agregados. A auto-restrição é o resultado do gradiente de retração causado pelo desenvolvimento de um gradiente de umidade perpendicular à superfície de secagem. Foi observado, em corpos-de-prova de pasta de cimento,

que as microfissuras causadas por auto-restrição apareceram nas primeiras horas de secagem, mas não evoluíram ao longo do tempo. A evolução a longo prazo das microfissuras, em misturas contendo agregados, foi, provavelmente, causada pela restrição do agregado. O processo de formação inicial de defeitos por retração, que é um processo que progride com o tempo, interfere na durabilidade do material sob determinadas condições ambientais.

A presença de agregados pouco porosos tem forte influência sobre a retração do compósito endurecido. O concreto apresenta menor retração que a pasta de cimento endurecida porque a movimentação da pasta é consideravelmente impedida pela rigidez do agregado. Nos compósitos cimentícios, a concentração de fibras costuma ser muito menor, comparada com a concentração dos agregados no concreto e a matriz tende a ser um pouco mais rica. Assim, a presença das fibras não tem trazido grande redução da retração livre por secagem. Contudo, em aplicações práticas, algum grau de restrição está quase sempre presente, de modo que os testes de retração livre não dão muita informação sobre o desenvolvimento de tensões internas, nem sobre a incidência de fissuração, quando a retração é restringida (Swamy e Stavrides 1979).

Assim, o desempenho das fibras na diminuição da suscetibilidade do compósito cimentício à fissuração devido a condições ambientais é usualmente avaliado por ambos os testes, de retração livre e restringida. Medidas de deformação por retração livre, somente, não são suficientes, pois não dão uma indicação da redução da tendência à fissuração, que é função tanto da retração livre quanto do efeito de reforço das fibras (Kovler et al. 1993).

É sabido que as variações dimensionais de um elemento de compósito cimentício, como o concreto, estão sempre sob restrições. Sendo o material elástico, com a restrição da deformação, surge tensão de tração elástica. A magnitude da tensão induzida,  $\sigma$ , é determinada pelo produto da deformação,  $\varepsilon$ , pelo módulo de elasticidade,  $E$  ( $\sigma = E \cdot \varepsilon$ ). É esperado que o material apresente fissuração quando uma combinação de módulo de elasticidade e deformação por retração resulte num nível de tensão que alcance sua resistência à tração. Embora essa resistência seja muito baixa, o material pode não apresentar fissuras ou ter seu surgimento retardado em relação ao comportamento elástico previsto, devido ao seu comportamento sob tensão ou deformação constantes. O fenômeno do aumento gradual da deformação sob tensão constante, chamado de fluência, e a

diminuição da tensão sob deformação constante, chamada de relaxação, são fenômenos típicos de materiais viscoelásticos. Assim, quando o elemento tem retração restringida, sua viscoelasticidade resultará em alívio de tensões com o tempo. Na prática, as relações tensão-deformação são muito mais complexas, pois o concreto não é um material verdadeiramente elástico e as deformações e restrições não são uniformes em todo o elemento, resultando numa distribuição de tensões variável de ponto a ponto (Mehta e Monteiro 1993).

Para medir a retração livre, a norma ASTM C-157 (ASTM 1991) recomenda utilizar corpos-de-prova prismáticos de comprimento de cerca de 285 mm e seção transversal quadrada de 25 mm de lado, para argamassa, e de seção transversal quadrada de 100 mm de lado, para concreto. Também as normas brasileiras (NBR 8490, ABNT 1984) e do MERCOSUL (NM 131:97, ABNT 1998) adotam corpos-de-prova semelhantes. Assumindo que o comprimento é muito maior que as dimensões da seção transversal, pode-se considerar que a retração ocorre preferencialmente de modo uniaxial. Há, ainda, estudos que utilizam corpos-de-prova cilíndricos, com variadas relações altura/diâmetro para medida dessa propriedade (Toledo Filho 1997, Vandewalle 2000, Cheyrezy e Behloul 2001).

A determinação do nível de tensões induzidas por retração restringida é sempre carente de precisão, pois os cálculos são feitos com base na teoria da elasticidade e o concreto, como qualquer material cimentício, é inelástico, principalmente nas primeiras idades. A resposta viscoelástica do material causa alguma relaxação das tensões (Kovler 1994).

Não há método padronizado para medida da retração restringida. Kovler (1994) recomenda testes de retração restringida uniaxial, pois parecem ser independentes da geometria do corpo-de-prova e das condições de restrição e as tensões induzidas podem ser diretamente avaliadas. Swamy e Stavrides (1979) identificaram três tipos de testes de retração restringida, até então utilizados, chamados de teste linear, teste com placa e teste de anel. O teste linear do tipo coluna restringida tem desvantagens, como a variedade de graus de restrição promovidos, que não permite uma predição precisa das tensões induzidas. O teste com placa ou chapa é geralmente usado para pasta de cimento e estudos mostraram não ser esse teste adequado para compósitos reforçados com fibras. O teste do tipo “anel”, por outro lado, tem sido considerado adequado por promover um grau de restrição alto e aproximadamente constante, possibilitando a obtenção

de resultados consistentes para pastas de cimento, argamassas e concretos (op. cit.).

Muitos estudos utilizam o corpo-de-prova do tipo “anel” (Swamy e Stavrides 1979, Grzybowski e Shah 1990, Kovler 1993, Sarigaphuti et al. 1993) no qual o elemento é moldado entre dois anéis rígidos, usualmente de aço. Antes do material ser posto em ambiente de secagem, o anel externo é retirado e o interno é mantido como núcleo, para promover uma restrição à retração do compósito. Surgem a tensão tangencial de tração e a tensão radial, ambas variáveis ao longo da espessura do anel. Dependendo das dimensões do anel, é possível obter uma diferença mínima entre a maior e a menor tensão tangencial e uma tensão radial máxima pequena quando comparada com a máxima tangencial. Desse modo, o estado de tensões se aproxima do estado de tensão uniaxial desejado para o teste. Swamy e Stavrides (1979) utilizaram o anel do núcleo como dinamômetro, medindo com extensômetros elétricos a deformação no anel de aço para obter as tensões de tração induzidas no concreto.

Banthia et al. (1996) propuseram uma técnica experimental para avaliar o potencial de fissuração de materiais cimentícios quando usados como revestimento aderido, com corpos-de-prova moldados diretamente sobre um substrato e o conjunto submetido a ambiente de secagem para induzir à fissuração. Observou que as fibras de aço, em fração volumétrica de 0,5 a 1%, inseridas no concreto, reduziram a fissuração.

Kovler (1994) desenvolveu um teste de retração restringida uniaxial, caracterizado pela completa automação e alta precisão, que dispunha de um motor móvel que mantinha a carga constante por recuperação da deformação, sempre que esta excedia  $5 \times 10^{-6}$ , para um corpo-de-prova de 1,0 m de comprimento.

A retração por secagem na pasta de cimento pode ser dividida em uma componente reversível e outra irreversível. A variação de dimensões que permanece no corpo-de-prova, após ser seco e re-saturado, corresponde à parte reversível da retração.

Segundo Thomas e Jennings (2001), a força motriz fundamental para a retração, em níveis de umidade relativa de valores abaixo de 100% até cerca de 50%, é a tensão de capilaridade nos poros e pressão de disjunção entre as partículas de cimento, sendo ambos os processos intrinsecamente reversíveis. Logo, as deformação de retração irreversíveis devem resultar de variações físicas

ou químicas da pasta. Como explicação para a existência da parte irreversível da retração, é sugerido que, como o gel inorgânico altamente poroso da pasta seca se retrai, áreas adjacentes da rede de silicatos se aproximam, havendo oportunidade para ligarem-se por condensação. Essa reação não é reversível e quando há re-saturação o gel não retorna a suas dimensões originais.

Mehta e Monteiro (1993) dividem a retração na secagem em uma parte que é reprodutível sob ciclos de molhamento e secagem, que é a retração reversível, e numa parte que não pode ser reproduzida, que é a retração irreversível. Também consideram que a retração na secagem irreversível é provavelmente devida ao desenvolvimento de ligações químicas dentro da estrutura C-S-H como uma consequência da secagem. A melhoria na estabilidade dimensional do concreto, como resultado de uma primeira secagem, tem sido usada para favorecer a manufatura de produtos pré-moldados.

Através de métodos como o recomendado pelo RILEM Technical Committee 49 TFR (1984b), para determinação da movimentação por umidificação e secagem de placas finas de fibrocimento, é possível obter o montante de deformação cíclica reversível do elemento, que é o valor de deformação que se estabiliza após vários ciclos de molhamento e secagem. Essa determinação permite prever o comportamento do componente quanto à sua variabilidade dimensional no longo prazo, sob ação de condições de umidade alternadas, comuns em aplicações como coberturas.

Com relação ao reforço com fibras vegetais, experimentos visando avaliar sua influência na retração por secagem de compósitos cimentícios endurecidos não têm permitido o alcance de conclusões definitivas. No estudo de Ramaswamy et al. (1983), foi relatado que concretos reforçados com fibras vegetais de juta e de coco mostraram retrações substancialmente menores, comparados ao concreto sem fibras. Esse desempenho foi atribuído, à capacidade de retenção de umidade das fibras. No estudo de Sarigaphuti et al. (1993), utilizando concretos reforçados com seis diferentes tipos de fibras de celulose distribuídas aleatoriamente e com teor de fibras de 0,5% em volume, testes de retração restringida mostraram significativa redução da largura das fissuras. Ainda nesse estudo, testes de retração livre mostraram não ter havido alterações substanciais nessa propriedade com a inclusão das fibras vegetais.

No entanto, Toledo Filho (1997), estudando argamassas endurecidas de cimento Portland reforçadas com fibras de coco e sisal, mostrou que, de modo geral, a presença das fibras aumenta a retração da matriz, pois, sendo bastante porosas, criariam rotas que facilitariam a saída da água.

### **2.2.1.3 Retração autógena**

A hidratação do cimento engloba vários fenômenos que têm a reação química do cimento Portland com a água como elemento gerador, resultando na formação de um sólido coeso e adesivo, a pasta de cimento hidratada. A pasta que compõe a matriz dos compósitos cimentícios é o elemento essencial de sua resistência. Concomitantemente ao desenvolvimento da resistência mecânica, ocorrem a geração de calor e a redução do volume da pasta de cimento hidratada, havendo possibilidade de que os dois últimos produzam danos à estrutura do material, se medidas não forem adotadas para seu controle.

A quantidade de calor gerada e o desenvolvimento da resistência são influenciados por diversos fatores, sendo os principais a composição química do cimento (teores de  $C_2S$ ,  $C_3S$ ,  $C_3A$  e  $C_4AF$ ), a temperatura ambiente durante a hidratação e a forma e as dimensões do elemento, que controlam a dissipação do calor para o meio externo.

A retração autógena corresponde à variação de volume da pasta de cimento, mesmo sem troca de umidade com o meio externo e sob temperatura constante. No concreto endurecido, a tensão capilar da água do poro é comumente considerada como a força motriz para a retração autógena. Ao ser usada a água do poro na hidratação, a auto-dessecação causa redução do raio do menisco da água dentro dos poros, aumentando a tensão capilar. Essa tensão capilar é difícil de ser medida, por serem os poros muito pequenos e pela descontinuidade da água dos poros (Hammer, 2002).

A redução de volume devido à hidratação dos compostos do cimento é tal que o volume  $V_h$  dos produtos de hidratação é sempre menor que a soma dos volumes de água consumida,  $V_{wh}$ , e do cimento hidratado,  $V_{ch}$ , havendo ainda certa incerteza quanto à magnitude dessa redução. Esse fenômeno, descoberto por

Le Chatelier é chamado “contração de Le Chatelier”, denotado por  $\Delta V$ , conforme a eq. (01) (Hua et al. 1995).

$$V_h = V_{wh} + V_{ch} - \Delta V \quad (01)$$

Há mais de 100 anos, Le Chatelier estimou essa redução entre 8% e 12% do espaço ocupado originariamente por cimento não hidratado e por água que participa da reação para formação da pasta hidratada. Powers concluiu, há cerca de 50 anos, que a redução de volume seria de 0,254 do volume de água não evaporável, que a quantidade de água não evaporável representaria em torno de 23% da massa de cimento anidro e que a pasta de cimento hidratada teria uma porosidade característica de 28%. Assim, a contração pode ser calculada (Aitcin et al. 1997):

Massa específica real do cimento: 3,15 g/ml

Volume absoluto de uma massa de 100g de cimento:  $100 \div 3,15 = 31,8$  ml

Massa de água não evaporável: 23g

Volume de produtos de hidratação:  $31,8 + 0,23 \times 100 \times (1 - 0,254) = 48,9$  ml

Volume de poros (água gel) dado por:  $\frac{w}{48,9 + w} = 0,28$ , logo,  $w = 19,0$  ml

Volume do sistema pasta de cimento hidratada:  $48,9 + 19,0 = 67,9$  ml

Soma dos volumes originais dos componentes da pasta: cimento (31,8 ml), água (23,0 ml) e poros gel (19,0 ml). Total de 73,8 ml.

$$\text{Redução: } \frac{(73,8 - 67,9)}{73,8} = 0,08$$

Esse valor de 8% para a retração devida à hidratação corresponde ao valor mais baixo encontrado por Le Chatelier. Essa redução de volume está fisicamente presente como poros capilares distribuídos na pasta (Aitcin et al. 1997).

Acker (1995) considera que a continuidade da hidratação, desde o início da pega, leva à secagem no interior do material, a auto-dessecação, simplesmente porque a redução do volume pelo consumo de água é somente parcialmente compensado pelo aumento do volume de matéria sólida. O balanço de volume mostra um déficit da ordem de 10% do volume de hidratos formados. É possível

calcular essa contração por técnicas de homogeneização numérica, a partir de dados de porosimetria e teor de água.

Hua et al. (1995) apresentaram um esquema para descrever esse fenômeno (Figura 7), supondo um elemento de pasta de cimento em processo de endurecimento, protegido por uma membrana impermeabilizante. Como o elemento não tem comunicação com qualquer fonte de água externa, quando o esqueleto é formado, a contração de Le Chatelier inevitavelmente causa o aparecimento de um volume gasoso nos poros inicialmente saturados de água. Quanto mais a hidratação avança, mais espaços vazios são formados e mais decresce a pressão de equilíbrio do vapor d'água com a água, daí o termo “auto-dessecação”.

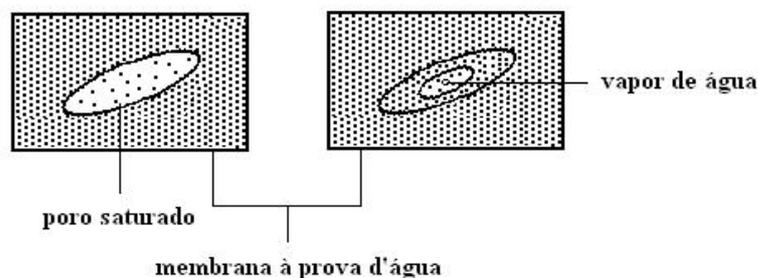


Figura 7 – Contração de Le Chatelier

A estruturação progressiva da pasta de cimento em hidratação introduz dois tipos de poros no material: microporos (tamanho médio de  $18 \text{ \AA}$ ) e capilares. Os microporos são parte intrínseca dos hidratos e os capilares são, de fato, vestígios de espaços intergranulares da pasta fresca.

Durante a hidratação, a água dos microporos praticamente não pode fluir e não está mais disponível para reação química, sendo chamada de “água imobilizada”. Isso indica que, se não há água livre suficiente (nos capilares), a reação de hidratação pára, não importando quanto de cimento anidro residual exista na pasta. Conseqüentemente, a auto-dessecação não pode mais continuar. Também indica que, no curso da hidratação, os microporos estão sempre cheios de água e os capilares podem permanecer insaturados em virtude da auto-dessecação (Hua et al. 1995). Se a relação água/cimento é baixa (menor que cerca de 0,42), em algum estágio não haverá água suficiente para saturar as superfícies dos poros capilares e a hidratação cessa, constituindo-se a chamada auto-

dessecação. É possível que isso ocorra se o material estiver totalmente isolado de uma fonte de umidade externa (Powers 1947 apud Aitcin et al. 1997).

A retração autógena permanece menor que  $10^{-4}$  m/m em concretos com relação água/cimento maior que 0,45, mas cresce muito rapidamente quando essa relação cai abaixo de 0,40, podendo alcançar  $3 \times 10^{-4}$  m/m. Isso é simplesmente um efeito do tamanho dos poros: as tensões na fase líquida, que geram compressão na matriz mineral, variam inversamente com o tamanho do poro na interface com a fase gasosa.

A lei da evolução dessa deformação é diretamente relacionada à cinética da hidratação do cimento, dependendo da finura do cimento e da relação água/cimento. A curva de evolução da retração autógena se equipara bem à de evolução da resistência mecânica: a velocidade é muito alta nos primeiros dias, alcançando cerca de 60 a 90% aos 28 dias. Na prática, é comum que seja negligenciada, pois os testes convencionais de retração se iniciam em 48 horas ou 3 dias (Acker 1995).

Estudando a retração autógena do concreto desde os primeiros momentos após a moldagem, para examinar os fatores que governam a retração autógena, Holt (2002) considerou que, sob condições ideais de cura, as únicas deformações que ocorrem nas idades mais precoces são atribuídas a reações autógenas. Assim, foi estabelecido que a retração autógena ocorreu em três estágios: líquido, durante a pega e no endurecimento. Durante o primeiro estágio, todas as variações de volume se deram na direção vertical, por assentamento. Isso poderia ser considerado como parte da medida da retração plástica.

Segundo Holt (2002), conforme se deu a formação do esqueleto interno do concreto (no período de pega do cimento), a retração volumétrica (na direção horizontal e vertical) autógena foi igual, em magnitude, ao montante de retração química. Isso levou à conclusão de que as propriedades do cimento, e, conseqüentemente, a retração química, são altamente responsáveis pela retração autógena inicial, que também é aumentada com a diminuição da relação água/cimento, para menor volume de agregados e uso de superplastificante. Aproximadamente quatro horas após o final da pega, o concreto entrou no terceiro estágio, desenvolvendo rigidez suficiente para resistir a deformações de retração e, então, a retração autógena não foi mais equivalente à retração química. Além

desse limite, a retração autógena adicional foi governada pela auto-dessecação, como tradicionalmente é descrito na literatura.

Assim como a retração por secagem, também a retração autógena pode levar à fissuração. Contudo, existe uma diferença entre os dois casos: a retração autógena se desenvolve isotropicamente dentro da massa do concreto, devido à distribuição uniforme original dos grãos de cimento. Já a retração por secagem sempre se inicia nas superfícies expostas ao ar insaturado. As forças de tração na superfície são equilibradas por forças de compressão internamente, que são aliviadas quando a parte externa fissura ou sofre fluência (Aitcin et al. 1997). Segundo Acker e Ulm (2001), como a retração autógena pode ser, aproximadamente, considerada como uniforme no volume, isso significa que num elemento pré-moldado, produzido numa única e contínua fase e não impedido por suportes ou moldes, essa retração quase não tem efeito mecânico. A retração autógena independe do tamanho do corpo-de-prova, sendo uma característica intrínseca do material.

#### **2.2.1.4 Retração por carbonatação**

Resultante da reação entre o  $CO_2$  do ar e os compostos hidratados do cimento que causa diminuição de volume na pasta endurecida, a retração por carbonatação tem lugar numa camada superficial muito fina do concreto exposto ao ar, com umidade relativa entre 30% e 70% (Aitcin et al. 1997). A maior parte dos dados experimentais sobre retração na secagem em compósitos cimentícios incluem os efeitos da carbonatação, mas essas deformações são de naturezas distintas.

Na carbonatação, o  $Ca(OH)_2$  reage com o  $CO_2$  (sendo o agente, de fato, o ácido carbônico) formando  $CaCO_3$ , outros componentes do cimento são decompostos e são produzidos sílica hidratada, alumina e óxido férrico. Essa reação acontece mesmo para pequenas concentrações de  $CO_2$ , como no meio rural, onde a pressão parcial dessa substância é cerca de  $3 \times 10^{-4}$  atmosferas; num laboratório sem ventilação, esse valor pode chegar a  $12 \times 10^{-4}$  atmosferas. A carbonatação tem sua velocidade aumentada com o aumento da concentração de  $CO_2$ , mas penetra muito lentamente além da superfície exposta. A velocidade

depende, ainda, do teor de umidade do material e da umidade relativa do ambiente (Neville 1975).

A retração por carbonatação é provavelmente causada pela dissolução de cristais de  $Ca(OH)_2$  sob tensão de compressão imposta pela retração na secagem e deposição de  $CaCO_3$  nos espaços livres de tensão.

A Figura 8 mostra a retração na secagem de corpos-de-prova de argamassa em atmosfera livre de  $CO_2$  (secagem sem carbonatação), a retração por secagem seguida de carbonatação e a retração por secagem e carbonatação simultâneas, em diferentes umidades relativas. É visto que a carbonatação causa aumento da retração em umidades relativas entre 25 e 100%, sendo que nos extremos desse intervalo não há retração por carbonatação. Para umidade relativa de 25%, não há água suficiente nos poros para formar o ácido carbônico e, para 100%, os poros estão cheios de água e a difusão do  $CO_2$  é muito lenta. É também possível que a difusão de íons de cálcio da pasta leve à precipitação de  $CaCO_3$ , causando obstrução dos poros da superfície. Assim, percebe-se que quando há secagem e carbonatação simultâneas, a retração total é menor do que no caso de haver carbonatação com o material já seco, pois, na primeira situação, grande parte da carbonatação ocorre sob umidades acima de 50%. Em compósitos curados com alta pressão de vapor a retração por carbonatação é reduzida.

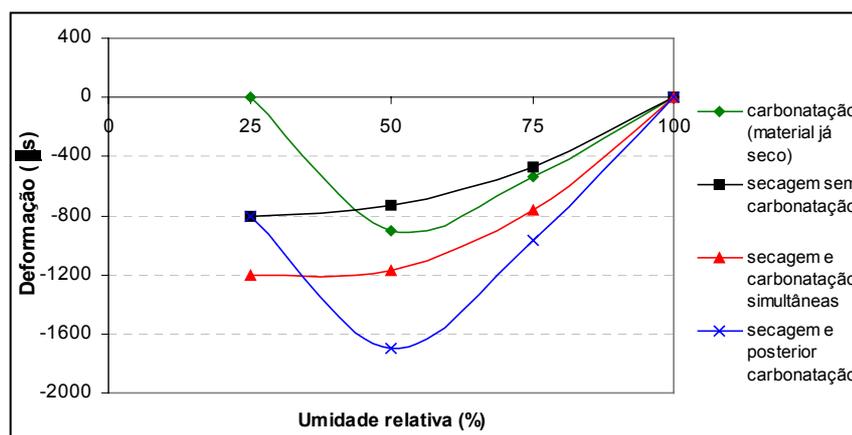


Figura 8: Influência da sequência secagem-carbonatação na retração (adaptado de Neville 1975)

Sob ciclos alternados de molhamento e secagem, a retração por carbonatação aumenta a magnitude da parcela de retração irreversível e pode contribuir para fissuração do compósito exposto. Sua extensão pode ser facilmente determinada por aplicação de fenolftaleína numa superfície quebrada de um

corpo-de-prova do compósito. O  $Ca(OH)_2$  livre adquire cor rosa, enquanto a porção carbonatada não é colorida.

Para avaliar o efeito da carbonatação sobre a retração, as condições dos corpos-de-prova deveriam simular as condições de aplicação prática do produto, pois o efeito sobre estruturas finas é muito significativo, enquanto sobre estruturas robustas o efeito é desprezível. Nesse último caso, se são utilizados corpos-de-prova finos para ensaios de retração na secagem, os testes deveriam ser feitos em atmosfera livre de  $CO_2$  (RILEM, 1984a).

### **2.2.2 Fluência**

Um material sofre fluência quando apresenta deformação crescente, com o tempo, sob tensão constante. É assumido que existe uma relação entre a tensão e a deformação, tal como a Lei de Hooke ou a curva tensão-deformação plástica, presente em materiais dúcteis e, adicionalmente, existe uma deformação, cuja presença e magnitude são influenciadas pelo intervalo de tempo durante o qual a tensão aplicada age. Assim, a relação tensão-deformação é uma função do tempo. A fluência foi pela primeira vez estudada, provavelmente, por Hatt, da Universidade de Purdue, USA, que publicou os primeiros dados sobre fluência do concreto armado, em 1907 (Neville 1970).

Para o entendimento real da natureza desse fenômeno, o conhecimento empírico deve ser combinado ao conhecimento sobre o comportamento molecular e particulado do material. A observação experimental é feita através de testes de fluência de longo prazo, sob carregamento constante, mantendo-se corpos de prova carregados em ambiente com condições de temperatura e umidades constantes e efetuando-se leituras periódicas da deformação axial. Disso resulta o traçado de uma curva com as deformações variando ao longo do tempo. Após a completa retirada da carga, geralmente, uma pequena fração da deformação plástica atingida será recuperada com o tempo (Hetényi 1950).

Num compósito cimentício, ao contrário de um aço, por exemplo, há grande heterogeneidade em vários níveis de observação. Suas propriedades são afetadas pela temperatura, umidade relativa e sofrem alterações por envelhecimento. Esses fatores aumentam o grau de dificuldade das análises do desempenho do compósito

cimentício que, sob fluência, pode ter uma deformação típica, após um ano sob carga, de três vezes a deformação na aplicação da carga, como ocorre com um concreto (Neville 1970).

### **2.2.2.1 Classificação das deformações**

Embora existam diferentes modelos reológicos propostos para representar suas componentes, a deformação sob carga constante apresentada por um material compósito à base de cimento, como o concreto, pode ser examinada como sendo composta por três parcelas (Illston 1965a):

- a deformação elástica, que é recuperável instantaneamente com a retirada do carregamento
- a deformação chamada de deformação elástica atrasada, que é recuperável ao longo do tempo
- o fluxo, que corresponde à deformação irrecuperável

A fluência pode ser tomada como a soma da deformação elástica atrasada com o fluxo. A Figura 9 mostra um perfil típico de deformação em corpos-de-prova de concreto submetidos a uma tensão de compressão constante no intervalo de tempo de  $t_1$  e  $t_2$ , assumindo-se que a retração foi medida separadamente, em corpos de prova de controle, e deduzida da deformação total.

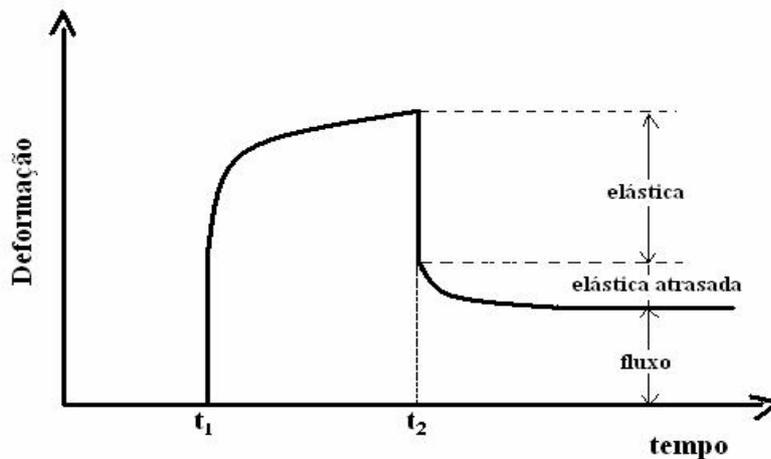


Figura 9: Perfil de deformação do concreto sob carregamento constante. Adaptado de Illston (1965a)

É prática comum considerar fluência e retração como aditivas, quando ocorrem simultaneamente. Assim, o aumento total de deformação num elemento, sob tensão e sob secagem, além da deformação elástica imediata, é considerado como composto pela retração (igual à do elemento não tensionado) e pela deformação devido à tensão, que é a fluência. Embora adequada a muitas aplicações práticas, essa abordagem não é correta, pois fluência e retração não são independentes (portanto não são aditivas) para que o princípio da superposição possa ser aplicado. Sabe-se que o efeito da retração sobre a fluência é o de aumentar sua magnitude (Neville 1970).

É feita a distinção entre a componente de fluência na condição de não haver troca de umidade com o meio externo, chamada de fluência básica, e a parcela de fluência adicionada quando há secagem simultânea, referida como fluência na secagem. Nesse contexto, retração significa retração livre na secagem, ou seja, deformação devido a variações de umidade, na ausência de carregamento e impedimento, e que inclui variações autógenas, a menos que essas sejam determinadas separadamente (Neville 1970).

Quando um corpo-de-prova de concreto que sofre fluência sob carregamento é, simultaneamente, exposto a um ambiente de secagem, sua deformação é muito maior que a soma da retração num corpo-de-prova livre de carregamento com a fluência e a deformação elástica de um corpo-de-prova selado e carregado. Esse fenômeno, conhecido como *efeito Pickett*, pode ser considerado tanto como uma retração adicional induzida pela tensão, quanto como

fluência adicional por secagem. Ambos os pontos de vista são matematicamente equivalentes (Bazant e Kim 1992).

Experimentos feitos com pequenos corpos-de-prova de pasta de cimento hidratada, de pouca espessura, expostos a ambiente de secagem sob carregamento constante, puderam mostrar que essa parcela de fluência acrescida pela secagem simultânea não é devida a influências espúrias, tais como a microfissuração causada por gradientes internos de umidade (Day et al. 1984). A Figura 10 mostra um teste típico para determinação da fluência na secagem.

A - CARREGADO E SOB SECAGEM  
B - RETRAÇÃO  
C - FLUÊNCIA BÁSICA

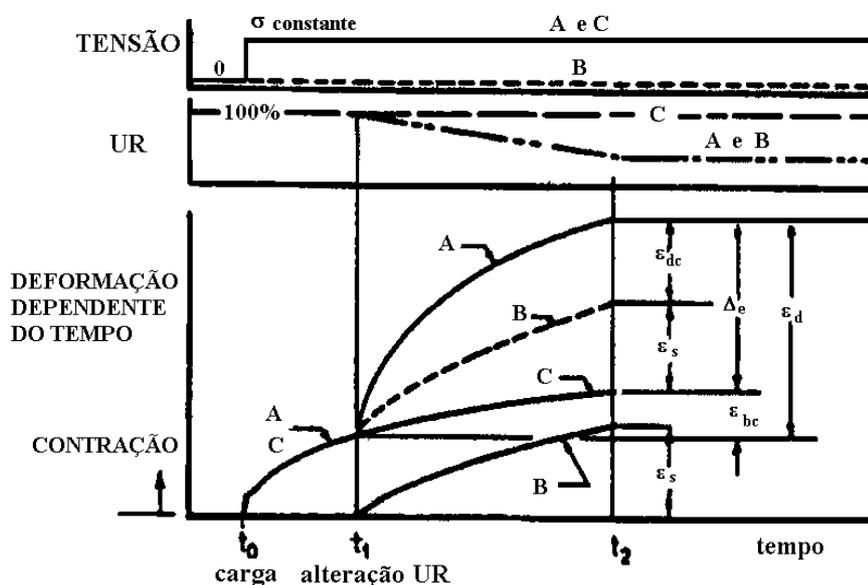


Figura 10: Definição das componentes de deformação. Adaptado de Day et al. (1984)

A fluência na secagem no tempo  $t_2$  é dada pela eq. (02).

$$\varepsilon_{dc} = \varepsilon_d - \varepsilon_{bc} - \varepsilon_s \quad (02)$$

onde,

- $\varepsilon_d$  – deformação total dependente do tempo, durante o período de variação de umidade;
- $\varepsilon_{bc}$  – fluência básica que ocorre em um corpo-de-prova de controle, durante o período de variação de umidade;
- $\varepsilon_s$  – retração simultânea, que ocorre num corpo-de-prova sem carregamento, durante o período de variação de umidade;

Em compósitos cimentícios, a magnitude da fluência depende não só do tempo de carregamento e do nível de tensão aplicada, mas também da idade do compósito no momento de aplicação da carga. A relação entre tensão aplicada e resistência obviamente tem influência importante. É bem estabelecido que, para tensões até cerca de 50% da resistência última, a fluência, tanto sob compressão quanto sob tração, é proporcional à tensão aplicada, podendo ser usada a fluência específica (ou seja, fluência por unidade de tensão) para fins comparativos entre vários tipos de mistura. A norma ASTM C 512 (ASTM 1987) considera que a fluência é proporcional à tensão para valores de tensão aplicada, e mantida constante, entre 0 a 40% da resistência à compressão do concreto. Pode-se também expressar a fluência através da determinação do coeficiente de fluência ( $\phi$ ), que é definido como a relação entre a deformação de fluência num tempo  $t$  e a deformação elástica instantânea num corpo-de-prova submetido a tensão constante, conforme a eq. (03).

$$\phi(t, t') = \frac{\varepsilon_c(t, t')}{\varepsilon_c(t')} \quad (03)$$

onde  $t'$  é a idade do corpo-de-prova no carregamento (Vandewalle 2000).

Observa-se, ainda, que a relação tensão/resistência tende a diminuir, pela continuidade das reações de hidratação, especialmente em corpos-de-prova que são carregados com pouca idade (Bissonette e Pigeon 1995). Como o módulo de elasticidade aumenta com a idade do compósito cimentício, seria mais correto considerar que a deformação elástica diminui gradualmente e, estritamente, a fluência deveria ser tomada como a deformação que excede a deformação elástica a cada instante em que a fluência é determinada (Neville 1975).

Illston (1965a) obteve, experimentalmente, medidas de deformação em concreto sob tensão compressiva uniaxial constante. Desprezando os pequenos efeitos da variação do módulo de elasticidade com o tempo, e considerando a deformação em termos das três componentes principais (elástica, elástica atrasada e fluxo) observou evidências de influência do tempo de carregamento e da idade do concreto sobre cada uma das componentes de deformação. Logo após a aplicação do carregamento, a deformação elástica atrasada, que é recuperável,

participa com uma alta proporção na fluência, alcançando rapidamente um valor limite. Essa proporção, para períodos mais longos de carregamento, diminui, pois o valor limite atingido pouco varia, havendo até uma tendência à diminuição. O fluxo cresce continuamente, com o tempo de carregamento, embora com taxa de crescimento cada vez menor.

O tempo necessário para a recuperação da deformação elástica atrasada aumenta com o período de tempo em que o carregamento foi mantido, contrariando a visão de que a recuperação é sempre de curta duração. Para períodos de carregamento curtos, o período de recuperação pode ser maior que o próprio período de carregamento. Tanto o fluxo quanto a deformação elástica atrasada decrescem com a idade de carregamento.

#### **2.2.2.2 Mecanismos da fluência**

Muitos estudos tratam da influência do teor de umidade da pasta de cimento hidratada e do concreto sobre a fluência, apresentando vários resultados e hipóteses para explicar seus mecanismos. Alguns pesquisadores têm descrito que a retirada parcial ou total da água contida na pasta sempre produz decréscimo da fluência. Muitos acreditam que a magnitude da fluência dependa fortemente do teor de água do concreto no momento do carregamento e do processo de secagem ou umedecimento durante a atuação do carregamento (Tamtsia e Beaudoin 2000).

Os resultados obtidos por Glucklich e Ishai (1962) mostraram uma conexão entre o teor de água evaporável do corpo-de-prova e a retração, a deformação instantânea e a fluência. Os mais persistentes fenômenos observados foram a dependência mútua entre a água evaporável e a fluência, a relação linear entre a água do gel e a taxa de fluência e o quase completo desaparecimento da fluência em corpo-de-prova nos quais a maior parte da água evaporável foi removida. Foi proposta uma teoria para a fluência baseada no movimento da água evaporável dentro do material.

Feldman (1972) concluiu que a fluência é uma manifestação da cristalização gradual ou do processo de envelhecimento do material estratificado em camadas, resultando em mais formação de camadas. O movimento da água, embora ocorra,

não foi considerado como o mecanismo mais importante. Outros processos, tais como o deslizamento e a microfissuração, também estão presentes.

Day et al. (1984) conduziram ensaios com corpos-de-prova pequenos e de pouca espessura sob carregamento, os quais foram secos em várias velocidades, depois umedecidos novamente e, então, descarregados. Observou que, como na retração, a magnitude da fluência na secagem é independente da velocidade de secagem. A fluência na secagem exibe uma relação linear com a concomitante retração, assim como a fluência no umedecimento é linearmente relacionada com a expansão. Do ponto de vista prático, essa observação poderia ser usada para prever a fluência na secagem através do conhecimento do comportamento sob retração, além de evidenciar a existência de um processo comum relacionando a fluência na secagem, a retração e a fluência básica.

Mehta e Monteiro (1993) descrevem o que consideram como a mais importante causa da fluência: quando uma pasta de cimento hidratada é submetida a uma tensão constante, dependendo da magnitude e duração do carregamento, os silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) perdem uma grande quantidade de água fisicamente adsorvida e a pasta apresenta uma deformação de fluência.

Segundo Acker e Ulm (2001), o papel do teor de água é muito importante a paradoxal. Em testes feitos sem troca de água com o ambiente (fluência básica), quanto menor o teor de água evaporável do corpo-de-prova, menor a fluência, até um grau em que essa se torna desprezível. Contudo, se os testes são conduzidos em atmosfera de secagem, quanto maior a secagem, maior a fluência. Dois mecanismos surgem da análise cinética da fluência básica, em compósitos completamente protegidos da dessecação, ambos compatíveis com a mobilidade da água.

O primeiro mecanismo, de curto prazo (cerca de 10 dias), sugere um movimento da água induzido por tensões, através dos poros de maiores diâmetros, e pode ser atribuído a uma mudança do equilíbrio higrométrico no espaço preenchido com gás, que gera deformação e tensões. O segundo mecanismo, que tem sido sugerido para a fluência de longo prazo, corresponde a um comportamento viscoso irreversível e parece ser mais relacionado com o fluxo viscoso nos hidratos (deslizamento entre camadas) (Acker e Ulm 2001).

No entanto, Tamtsia e Beaudoin (2000), analisando o papel da água no processo de fluência, observaram que os corpos-de-prova de pasta de cimento,

com ou sem água evaporável, apresentaram fluência significativa. Concluíram que a fluência é, principalmente, devido a um mecanismo que envolve microdeslizamento entre camadas de silicatos de cálcio hidratados (*C-S-H*), que adicionalmente é afetado pela delaminação ou agregação de camadas de *C-S-H*.

Brooks (2001) apresenta uma teoria para explicar a fluência na secagem, através de um modelo bifásico para a pasta de cimento hidratada, considerando uma fase sólida e outra porosa, na qual os poros podem estar vazios, parcialmente vazios ou cheios de água. A tensão que age sobre a fase sólida devido à presença dos poros, seria semelhante ao efeito de concentração de tensões de furos em metais submetidos a carregamento externo. Sob carregamento, a tensão média teórica que age na fase sólida depende da relação entre o tamanho dos poros e seu espaçamento e do teor de água dos poros. Essa tensão torna-se menor, quando os poros estão cheios de água e maior, quando os poros estão vazios. A condição de poros cheios de água representaria a fluência básica e a condição de poros parcialmente cheios representaria a fluência total, podendo ser inferido que a fluência total é maior que a fluência básica.

Dessas conclusões apresentadas, pode ser percebido que a multiplicidade de fatores intervenientes no fenômeno da fluência em compósitos cimentícios leva à formulação de teorias diversas para descrever seus mecanismos, não sendo possível, até então, uma uniformidade quanto à sua ordem de importância.

### **2.2.2.3 Ensaio de fluência**

Sabe-se que ensaios de compressão uniaxiais são mais apropriados para materiais cimentícios. Esses materiais, por sua natureza frágil, não têm suas falhas compensadas por deformação plástica, como os materiais dúcteis. O esforço de tração se concentra nas falhas, amplificando a tensão e propagando as trincas. Já o esforço de compressão perpassa através das falhas, sem haver grande concentração de tensões. Esse tipo de esforço, em ensaios, melhor se adequaria à medida das propriedades intrínsecas de fluência, proporcionando maior exatidão.

Num teste padrão de fluência básica na compressão, o compósito deve ser curado em massa e selado. É considerado satisfatório o método de selagem que, durante o teste, restrinja a perda de umidade a menos de 0,5% da massa de água

da mistura. Os corpos-de-prova podem ter forma de prisma ou cilindro, com relação de aspecto de pelo menos 3. Devem ser usados corpos-de-prova de controle para medida concomitante da retração. A idade de carregamento deve ser, preferencialmente, de 28 dias, havendo concordância de que, nessa idade, a taxa de fluência é suficientemente alta para facilitar as medidas, mas não tão alta que leve a ajustes freqüentes do carregamento. Um período de 60 dias sob carregamento é considerado suficientemente longo para extrapolação para períodos maiores. O carregamento deve ser completado 2 minutos depois de iniciado. Após o descarregamento, deve-se registrar a recuperação das deformações, preferencialmente até sua conclusão ou até outros 60 dias (Illston 1975).

Gamble (1975) considerou alguns elementos necessários a um adequado aparato para ensaio de fluência. A maneira como o carregamento é aplicado e como é mantido torna-se uma importante questão, pois a fluência dos corpos-de-prova tende a reduzir a força exercida pelo aparato. Se essa estrutura leva a freqüentes ajustes, o ensaio tem, certamente, alta probabilidade de produzir dados pouco confiáveis. Quanto maior a rigidez equivalente do sistema, mais rapidamente ocorre perda de carga. A norma ASTM C 512 (ASTM 1987) recomenda que o carregamento deve ser ajustado quando houver variação de mais que 2% em relação ao valor correto.

A maioria dos trabalhos sobre fluência do concreto utiliza corpos-de-prova sob compressão. Não é fácil coletar dados sobre fluência sob tração do concreto, em laboratório, e os resultados não costumam ser tão significativos quanto os de compressão. No entanto, sabe-se que as deformações de tração ao longo do tempo são de grande importância, quando a possibilidade de fissuração tem que ser considerada, como no projeto de componentes para contenção de água. Costuma ser assumido que as taxas de fluência específica encontradas para a compressão se aplicam para a tração. Illston (1965b) mediu a fluência sob tração em concreto e encontrou as seguintes similaridades com a fluência sob compressão:

- Em tensões maiores que 50% da resistência última, ocorrem grandes deformações plásticas e, abaixo disso, pode ser assumido que há proporcionalidade de tensão e deformação.
- A taxa de fluência diminui com o aumento da idade do material.

- Ambas exibem uma deformação dependente do tempo, composta de um fluxo viscoso e de uma componente elástica atrasada.

- Concreto sob tração apresenta deformação elástica atrasada lenta.

Outras diferenças observadas:

- A taxa inicial de fluência é maior sob tração que sob compressão, mas isso pode se reverter mais tarde.

- A magnitude do limite da deformação elástica atrasada sob tração é um pouco maior que o valor sob compressão para o concreto sob secagem.

- Não há deformação elástica rápida sob tração, mas a deformação imediatamente após uma mudança de carregamento é maior que quando sob compressão.

No método de ensaio de fluência na compressão contido na norma ASTM C 521 (ASTM 1987) é estabelecido que não há dados que suportem a extrapolação dos resultados para a tração ou torção.

Ensaio de caracterização do comportamento sob fluência em compósitos cimentícios devem ser feitos mantendo os corpos-de-prova sob condições de temperatura e umidade relativa do ar constantes, apesar de ser mais freqüente que os componentes construtivos estejam, na prática, expostos a condições ambientais variáveis. Visando adquirir conhecimento sobre o problema da predição da fluência e da retração sob temperatura e umidade relativa variáveis com o tempo, foi feito um estudo considerando as variações cíclicas ambientais naturais na Bélgica (Vandewalle 2000). Dos resultados desse estudo, nenhuma conclusão válida pôde ser tirada, sobre o efeito da variação de temperatura e umidade sobre o comportamento do concreto sob fluência. Considerando o processo de fluência, pareceu haver uma inter-relação entre o efeito da umidade ambiente variável e as mudanças de temperatura, ficando claras a dificuldade de julgar dados de fluência sob condições ambientais não controladas e a necessidade de mais dados para quantificar o fenômeno.

#### **2.2.2.4**

#### **Fluência em compósitos cimentícios com fibras**

Chern e Young (1989) estudaram os efeitos da temperatura e umidade na retração e fluência do concreto reforçado com fibras de aço, com fração de

volume das fibras de 0% a 2%. Os testes foram feitos em câmara úmida (fluência básica), câmara de secagem (fluência na secagem, deformação total e retração) e de alta temperatura (fluência sob alta temperatura). Avaliou a influência da idade de carregamento sobre a fluência e a influência da idade de exposição à secagem, na retração. Houve redução da fluência básica, da retração e da deformação total nos compósitos com fibras em relação à matriz de concreto.

Bissonette e Pigeon (1995) estudaram a fluência sob tração no concreto com microfibras (comprimento de 3 mm) e macrofibras (comprimento de 16 mm) de aço, com diâmetro de 25  $\mu\text{m}$ , percebendo aumento da fluência em ambos os casos. Consideraram que o aumento ocorrido no compósito com microfibras foi devido à grande porosidade (8,8%) introduzida na mistura pela incorporação das fibras. No caso do reforço com macrofibras, o aumento da fluência foi creditado à influência das fibras na microestrutura da pasta, na interface fibra-matriz.

Theodorakopoulos (1995) estudou o comportamento sob fluência em flexão de corpos-de-prova de argamassa reforçada com fibras de vidro. Os resultados confirmaram os efeitos benéficos do reforço com essas fibras em reduzir as deformações de fluência. A fluência sob compressão na flexão tendeu a se estabilizar um pouco antes e foi menor do que fluência sob tração na flexão. Esse comportamento é diferente daquele do concreto convencional, no qual a fluência sob compressão é muito maior que a fluência sob tração, mas é semelhante ao comportamento do concreto com fibras. Quando descarregados, os corpos-de-prova apresentaram maior recuperação das deformações nos lados tracionados que nos lados comprimidos.

No estudo de Ramaswamy et al. (1983), a fluência foi medida utilizando corpos-de-prova de concreto de dimensões 70 mm x 70 mm x 400 mm, sob compressão com cerca de 20% a 31% da resistência última. Com fração volumétrica de 1% de fibras vegetais e em condições de temperatura e umidade não controladas, os corpos-de-prova de concreto com fibras de juta e de coco apresentaram fluência aumentada em cerca de 25% para os dois tipos de fibras, enquanto que os corpos-de-prova com fibras de bambu tiveram aumento da fluência em torno de 12% em relação à matriz. O estudo foi pouco conclusivo quanto ao efeito das fibras vegetais sobre a fluência.

Analisando a fluência à compressão de argamassas reforçadas com macrofibras de sisal e coco, Tolêdo Filho (1997) observou que houve redução da

fluência básica pela presença das fibras. Já em relação à fluência total, com o compósito sob secagem, a adição das fibras de coco resultou em redução e as fibras de sisal provocaram aumento desse tipo de deformação.

No concreto, a fluência tem-se mostrado, conclusivamente, como sendo diretamente proporcional ao teor de pasta, dentro do intervalo normalmente usado para essas misturas (ASTM 1987). No fibrocimento usado sob a forma de placas finas, a matriz é usualmente composta de pasta pura ou argamassa, havendo possibilidade de altas deformações com o tempo.

### 2.2.3

#### Retração e fluência

Por uma série de razões, é apropriado discutir os fenômenos da retração por secagem e fluência conjuntamente. Ambos têm lugar na pasta de cimento, têm relação tensão-deformação semelhantes e os fatores que influenciam na retração por secagem também influenciam na fluência (Mehta e Monteiro 1993). Além disso, ocorrendo simultaneamente, como em grande parte das aplicações práticas, esses fenômenos causam efeitos que não são simplesmente aditivos.

Os efeitos da fluência dependem da fonte da tensão aplicada (um carregamento ou uma deformação restringida). Para uma fonte como uma tensão por deformação restringida, a magnitude da tensão é determinada pela fluência. Uma fonte de não-linearidade peculiar para um concreto é a retração (Neville 1975). No balanço de deformações num elemento, quando a retração é total ou parcialmente restringida, as componentes que podem se contrapor à deformação por retração, antes da fissuração, são a deformação elástica e a deformação por fluência.

A capacidade de deformação elástica do material cimentício é muito pequena (em concreto, cerca de 100 a 200  $\mu\text{m/m}$ ) (Bissonette e Pigeon 1995). Balaguru (1992) estima que as deformações de retração possam variar de 200 a 1000  $\mu\text{m/m}$ , para um concreto simples. Assim, a componente de fluência pode exercer um papel importante na redução das tensões de retração restringida. Uma maior capacidade de fluência, em determinadas aplicações, pode melhorar a resistência à fissuração, como por exemplo, em reparos ou revestimentos de pequena espessura. Contudo, é necessário analisar os resultados obtidos de

ensaios em termos da relação fluência/retração, porque o uso de uma mistura com maior capacidade de fluência somente se justifica se a retração na secagem não for aumentada na mesma proporção (Bissonette e Pigeon 1995).

### 2.3

#### **Fratura de compósitos cimentícios**

Compósitos cimentícios são materiais essencialmente heterogêneos e eminentemente sujeitos à presença de falhas estruturais, em diferentes níveis de observação. Essas falhas, como poros e inclusões, podem se constituir em pontos de concentração de tensões, evoluindo para trincas e tornando o material menos resistente em relação ao que é previsto pelo critério da resistência mecânica.

Sabe-se que as propriedades do material cimentício são influenciadas por sua constituição química e estrutura interna, nos níveis micro, meso e macroestrutural, caracterizada pela presença de poros e fissuras. A porosidade de uma pasta de cimento é usualmente classificada em porosidade do gel e porosidade por capilaridade. Os poros do gel têm tamanhos contidos num intervalo de aproximadamente 0,5 a 50 nm, podendo ser considerados como parte dos silicatos de cálcio hidratados. Já os poros capilares variam em tamanho de 0,05 a 10  $\mu\text{m}$  e são remanescentes dos espaços preenchidos com água existentes entre os grãos de cimento parcialmente hidratados. Como a microestrutura da pasta de cimento é estabelecida na escala de nanômetros, os processos de fratura nessa fase são influenciados por partículas e vazios nessa escala. Numa argamassa, o uso de agregados miúdos resulta em vazios em escala de micrometros. Já num concreto, pela presença de agregados graúdos, fissuras e zonas interfaciais enfraquecidas são os principais defeitos, levando a que os processos de fratura dependam, primeiramente, da estabilidade das fissuras interfaciais (Shah et al. 1995).

A Mecânica da Fratura se constitui em ferramenta útil para o dimensionamento de componentes cimentícios, pois considera os efeitos da concentração de tensões na região em torno das falhas como fissuras ou trincas. Além disso, a Mecânica da Fratura fornece um critério de energia que permite previsões mais precisas da estabilidade de uma trinca.

Li et al. (1990) apud Shah et al. (1995) observaram experimentalmente que a relação tensão-deformação para um concreto sob tração pode ser dividida em quatro estágios, baseando-se na iniciação e propagação de fissuras. Utilizando uma placa de concreto sob tração uniaxial, foi identificado o primeiro estágio, antes do ponto A (Figura 11) que corresponde à cerca de 30% da carga máxima, ou carga crítica. Nesse estágio, o surgimento de fissuras internas, detectadas por emissão acústica, foi desprezível. No segundo intervalo, do ponto A ao ponto B, correspondente a cerca de 80% da carga máxima, fissuras isoladas, distribuídas aleatoriamente, se iniciaram e se propagaram. No terceiro estágio, entre B e C, as fissuras começaram a se concentrar, equivalendo-se a uma fissura maior contínua, no local dessas microfissuras. A propagação da fissura foi estável até a carga máxima, ou seja, a fissura somente se propagou quando o carregamento aumentou. O quarto estágio surgiu após a carga crítica, quando a fissura maior se propagou continuamente, mesmo sob carga decrescente.

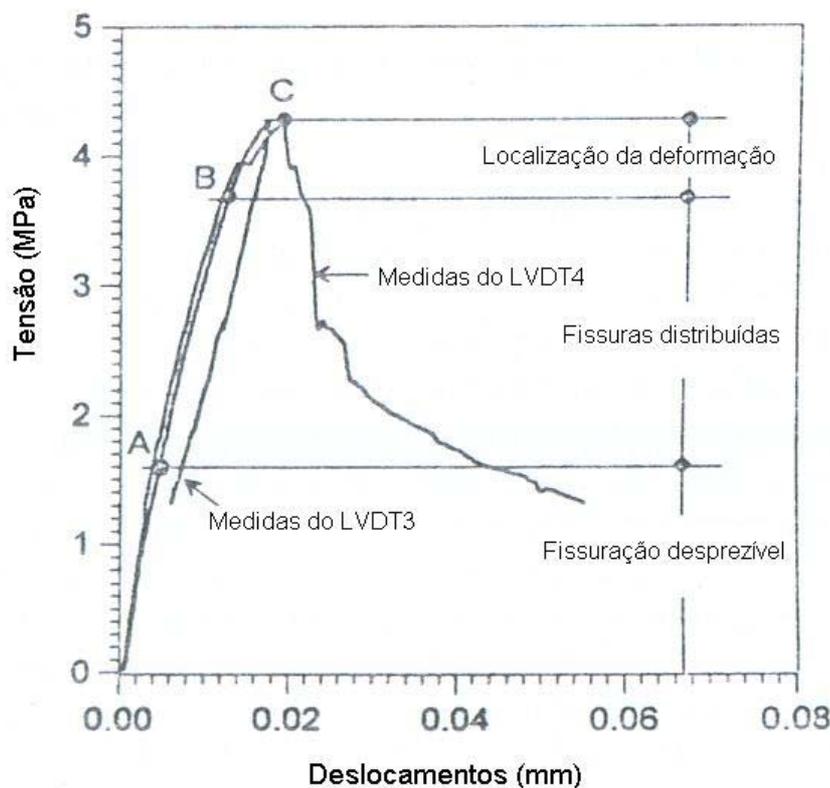


Figura 11: Relação tensão-deslocamento e os diferentes estágios de fissuração. Adaptado de Shah et al. (1995)

Baseando-se nessas observações, pôde-se concluir que o comportamento à fratura do concreto é caracterizado pelo fenômeno da deformação localizada.

Assim, a região do dano localizado pode ser fisicamente simulada por uma trinca, permitindo o uso da Mecânica da Fratura para descrever a falha do concreto.

### 2.3.1 Princípios da Mecânica da Fratura

A Teoria da Elasticidade provê procedimentos para determinação de tensões e deformações em corpos livres de falhas. Mas, quando uma estrutura apresenta falhas como trincas, há necessidade de se levar em conta a influência da geometria e dimensões da trinca na previsão do início do colapso. Se na ponta da trinca o raio de curvatura,  $\rho$ , se aproxima de zero, são produzidas tensões em seu entorno que tendem a um valor infinito, na extremidade da ponta, para qualquer valor de tensão nominal aplicada,  $\sigma_N$ , que seja diferente de zero (Dally e Riley, 1991).

A concentração de tensões na ponta da trinca, em uma estrutura carregada, é mensurada pela definição do fator de concentração de tensões,  $k_t$ , que depende da geometria da trinca e relaciona a tensão máxima na ponta da trinca,  $\sigma_{max}$ , com a tensão nominal aplicada. Considerando uma placa, sob carga uniaxial, com uma trinca elíptica interna, pequena em relação à largura da placa, e posicionada com seu eixo maior perpendicular à direção da tensão aplicada, o fator de concentração de tensões,  $k_t$ , é dado pela eq. (04).

$$k_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_N} = 1 + \left( \frac{2a}{b} \right) = 1 + 2\sqrt{\frac{a}{\rho}} \quad (04)$$

onde  $a$  é o raio maior e  $b$  é o raio menor da elipse.

Esse estado de tensões peculiar leva a que as teorias de falhas, como as de Tresca e de Von Mises, não possam ser aplicadas para corpos que contém trincas. Torna-se necessário um método que leve em conta esse estado singular de tensões na ponta da trinca. A Mecânica da Fratura, desenvolvida por Irwin em 1958, a partir dos trabalhos iniciais de Inglis, em 1913, Griffith, em 1921 e Westergaard, em 1939, leva em conta esses campos de tensões pela introdução de uma grandeza conhecida como fator de intensidade de tensões,  $K$ , que é uma função linear da carga aplicada e é dado pela eq. (05) (Dally e Riley, 1991). Essa equação somente é válida se o comprimento da trinca é pequeno, comparado à largura do elemento.

$$K = \sigma_N \sqrt{\pi \cdot a} \quad (05)$$

Quando o comprimento da trinca é comparável à largura da placa, a influência da geometria é considerada pela introdução da função  $F(a/W)$  na eq. (06).

$$K = \sigma_N \sqrt{\pi \cdot a} \cdot F\left(\frac{a}{W}\right) \quad (06)$$

onde  $W$  é a largura do elemento.

Na definição de  $K$ , é assumido que o material tem comportamento linear-elástico, segundo a Lei de Hooke, de modo que a abordagem adotada nessa análise é chamada de Mecânica da Fratura Linear Elástica (MFLE). Nessas condições, o fator  $K$  é definido como apropriado para caracterizar a severidade da trinca. Assim, um material pode resistir a uma trinca, sem ocorrência de fratura frágil, enquanto o valor de  $K$  estiver abaixo do valor crítico  $K_c$ , eq. (07), que é uma propriedade do material, a tenacidade à fratura.

$$K = K_c = \sigma_c \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \quad (07)$$

onde  $\sigma_c$  é a tensão crítica ou resistência teórica à fratura.

Uma trinca em uma estrutura pode estar sujeita a três diferentes tipos de carregamento (Figura 12). O modo I ou modo de abertura da trinca supõe cargas que produzam deslocamentos das superfícies da trinca perpendiculares a seu plano. O modo de cisalhamento, ou modo II, é devido a cargas de cisalhamento que provocam deslizamento das superfícies da trinca, uma sobre a outra, sendo o deslocamento perpendicular à linha da ponta, onde as duas superfícies da trinca se encontram. Condições de carregamento dos modos de abertura e de cisalhamento podem, eventualmente, ocorrer simultaneamente, sendo definido como modo misto, no qual ambos os fatores de intensidade de tensões existem na região próxima à ponta da trinca. No modo de rasgamento, ou modo III, os deslocamentos das superfícies da trinca se dão no plano da mesma, paralelamente

à linha de encontro das superfícies na ponta da trinca. O fator de intensidade de tensões recebe as denominações de  $K_I$ ,  $K_{II}$  ou  $K_{III}$ , de acordo com as condições de carregamento. Há maior interesse no modo I, ou no modo misto, pois ocorrem mais freqüentemente em aplicações na Engenharia (Dally e Riley, 1991).

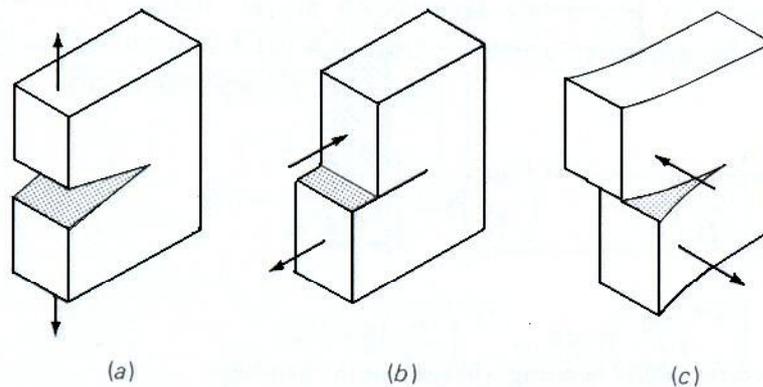


Figura 12: Modos de carregamento para elemento com trinca: (a) Modo I ou de abertura; (b) Modo II ou de cisalhamento; (c) Modo III ou de rasgamento. Adaptado de Dally e Riley (1991).

Uma tensão infinita não existe em materiais reais, pois, sendo atingido certo nível de carregamento, surgem mecanismos de acomodação da presença de uma trinca de ponta aguçada, de forma tal que as tensões teoricamente infinitas se reduzem a valores finitos. Materiais dúcteis, como metais em geral, sofrem grandes deformações plásticas no entorno da ponta da trinca. Nessa zona plástica, a deformação intensa provoca um embotamento da ponta da trinca, pelo aumento do raio de curvatura, modificando o deslocamento de abertura da ponta da trinca (*crack tip open displacement - CTOD*). Em outros tipos de materiais, ocorrem diferentes processos que provocam o alívio das tensões teoricamente infinitas, pela modificação da ponta da trinca. Em materiais frágeis, como cerâmicas, desenvolve-se uma região com alta densidade de pequenas fissuras à frente da ponta da trinca (Dowling, 1993).

Para a aplicação da MFLE, é necessário que zona plástica seja pequena, comparada com o comprimento da trinca e com as demais dimensões da peça. Irwin estimou o tamanho da zona plástica ( $2r_0$ ), em valores aproximados, dados pelas eq. (08), para o estado plano de tensões, e eq. (09), para o estado plano de deformações.

$$2r_0 = \frac{1}{\pi} \left( \frac{K}{\sigma_0} \right)^2 \quad (08)$$

$$2r_0 = \frac{1}{3\pi} \left( \frac{K}{\sigma_0} \right)^2 \quad (09)$$

onde  $r_0$  é o raio da zona plástica e  $\sigma_0$  é a tensão de escoamento do material.

No estado plano de deformações, a tensão  $\sigma_z$ , que atua na direção da espessura da placa, é diferente de zero, o que faz decrescer o tamanho da zona plástica, em relação ao estado plano de tensões. O valor de  $2r_0$  corresponde à distância à frente da ponta da trinca, onde as tensões excedem o critério de escoamento. Se a zona plástica é pequena, haverá uma região, além dela, onde as equações para campos de tensões elásticas ainda se aplicam, e que é chamada de região de domínio do fator de intensidade de tensões  $K$  (Figura 13). A existência dessa região é necessária para a aplicação da teoria da MFLE. A região de domínio de  $K$  contorna e controla o comportamento da ponta da trinca e da zona plástica. Assim,  $K$  continua a caracterizar a severidade da trinca, apesar da ocorrência de alguma plasticidade. No entanto, se a zona plástica é tão grande que elimina a região de domínio de  $K$ , então não é mais possível sua aplicação. Na prática, é necessário que a zona plástica seja pequena, quando comparada com qualquer das possíveis distâncias desde a ponta da trinca até qualquer contorno do elemento, tais como as distâncias  $a$ ,  $(W-a)$  e  $h$ . Uma distância de 8 vezes o raio da zona plástica  $r_0$  é considerada como suficiente (Dowling, 1993).

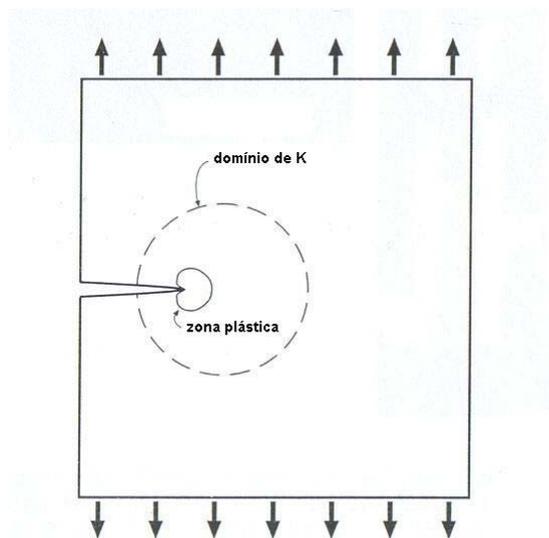


Figura 13: Aspecto de uma trinca e da região de domínio de K para aplicação da MFLE. Adaptado de Dowling (1993)

Em ensaios para determinação da tenacidade à fratura, o crescimento da trinca é observado pelo comportamento da curva carga-deslocamento ( $P-v$ ) do corpo-de-prova, como na Figura 14. Um desvio da linearidade ou uma súbita queda na carga identifica o ponto  $P_Q$ , correspondente à iniciação da trinca (Dowling, 1993).

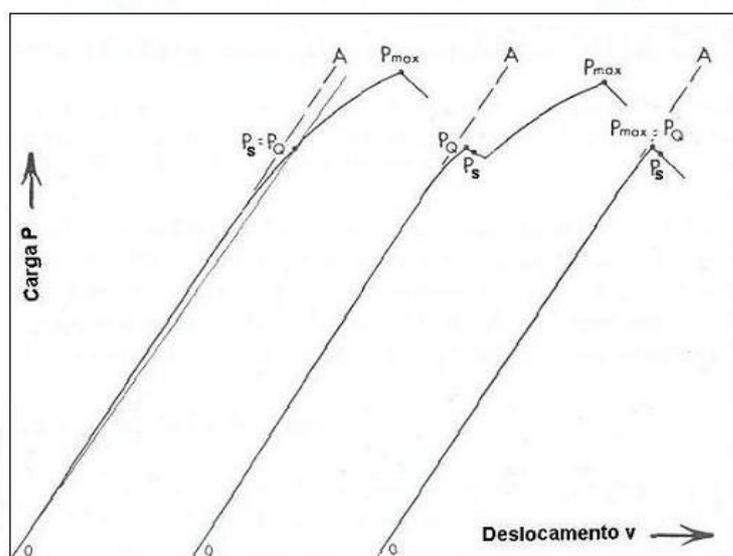


Figura 14: Determinação do ponto de carga  $P_Q$  correspondente ao início de crescimento da trinca. Adaptado de Dowling (1993)

No estudo de Konish et al. (1972), sobre fratura em compósitos laminados de fibras grafite-epóxi, o ponto  $P_Q$  foi identificado pelo método prescrito na norma da ASTM para materiais metálicos (ASTM, 1971 apud Konish et al.,

1972). Nas curvas  $P$ - $v$ , a perda da linearidade inicial pode ser resultado tanto da iniciação da falha quanto do comportamento não-linear do material. Para diferenciar os efeitos da não-linearidade daqueles atribuídos à trinca, adota-se um processo geométrico pelo qual é traçada uma linha reta com inclinação 5% inferior à reta da região linear, encontrando, no ponto de interseção com a curva  $P$ - $v$ , uma carga denominada  $P_S$ . Se  $P_S$  for a maior carga suportada pelo elemento até aquele ponto do ensaio,  $P_S$  é considerada igual a  $P_Q$ . A experiência com metais mostra que  $P_Q$  corresponde razoavelmente bem ao ponto de iniciação da falha (Konish et al. 1972).

É observado que  $K_Q$  diminui com o aumento da espessura  $B$  do corpo-de-prova, pois o comportamento é afetado pela zona plástica na ponta da trinca de uma maneira que depende da espessura. É aceito que, quando a espessura obedece à eq. (10), não há mais decréscimo do valor de  $K_Q$ , configurando-se o estado plano de deformações. Os métodos de ensaios de tenacidade à fratura baseados na MFLE requerem que seja satisfeita a eq. (11), para que o valor de  $K$  seja considerado como sendo a tenacidade característica do material em estado plano de deformações, designado por  $K_{Ic}$  (Dowling, 1993). Torna-se, pois necessário, para validação de  $K_{Ic}$ , o conhecimento do valor da tensão de escoamento na tração,  $\sigma_0$ , do material, o que dificulta a aplicação desse critério de validação para compósitos cimentícios.

$$B \geq 2,5 \left( \frac{K_Q}{\sigma_0} \right)^2 \quad (10)$$

$$B, a, (W - a), h \geq 2,5 \left( \frac{K}{\sigma_0} \right)^2 \quad (11)$$

Griffith, em 1920, demonstrou que, para uma trinca crescer em um material linear elástico perfeitamente frágil, deve existir um equilíbrio entre a energia superficial devido à propagação da trinca e a correspondente redução na energia potencial do sistema (Banthia e Sheng, 1996). Essa energia superficial é associada com a criação de novas superfícies durante o processo de fratura.

Se a trinca tem seu comprimento,  $a$ , aumentado de um pequeno valor,  $da$ , a rigidez do elemento diminui. Disso resulta que a energia potencial decresce de um

valor  $dU$ , devido à dissipação desse montante de energia (Figura 15). A taxa de variação de energia potencial resultante do aumento da área da trinca é definida como a taxa de liberação de energia elástica armazenada,  $G$ , dada pela eq. (12) (Dowling, 1993).

$$G = -\frac{1}{B} \frac{dU}{da} \quad (12)$$

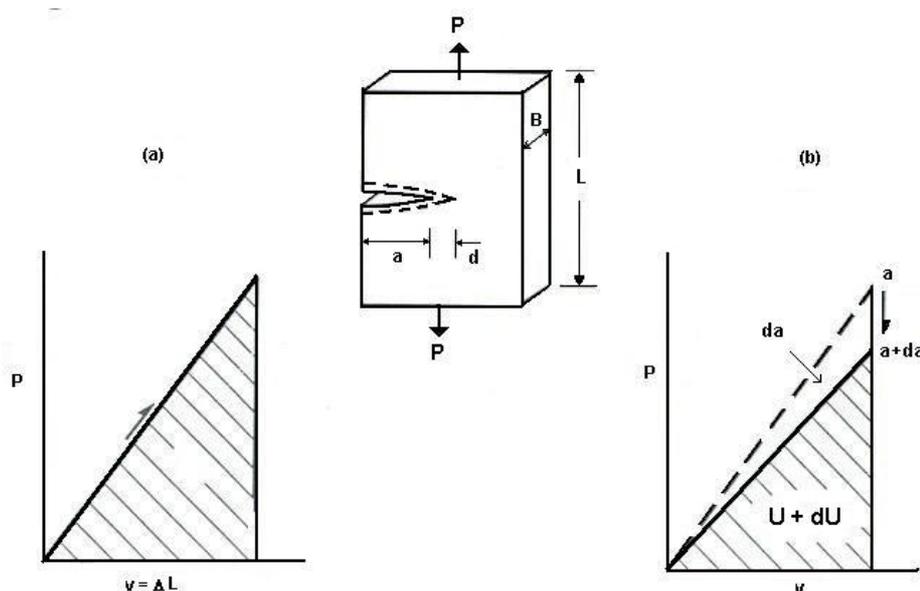


Figura 15: Variação da energia potencial: antes do crescimento da trinca (a); depois do crescimento da trinca (b). Adaptado de Dowling (1993)

Na concepção original de Griffith, toda a energia potencial elástica liberada seria utilizada para a criação de novas superfícies nas faces da trinca, como ocorre, aproximadamente, com materiais que rompem sem deformação plástica. Para a maioria dos materiais dúcteis, a maior parte da energia pode ser usada para a formação da zona plástica na ponta da trinca, ficando sua aplicação restrita à condição dessa zona plástica ser pequena (Dowling, 1993).

Para o modo I de carregamento,  $G$  e  $K$  podem ser relacionadas conforme a eq. (13).

$$G_I = \frac{K_I^2}{E'} \quad (13)$$

onde  $E'$  é o módulo de Young generalizado, relacionado com o módulo de elasticidade,  $E$ , e com o coeficiente de Poisson,  $\nu$ , do material pela eq. (14), para estado plano de tensões, e pela eq. (15), para estado plano de deformações.

$$E' = E \quad (14)$$

$$E' = \frac{E}{(1-\nu^2)} \quad (15)$$

Se as condições contidas na eq. (11) não são satisfeitas, a MFLE não se aplica, pois o valor obtido para  $K$  não caracterizaria adequadamente a magnitude das tensões na ponta da trinca, subestimando-a. Existem alguns métodos para estender a Mecânica da Fratura além da elasticidade linear. Um desses métodos é o ajuste da zona plástica, pela determinação do comprimento ( $a^*$ ) da trinca hipotética, cuja ponta se situa no centro da zona plástica, dado pela eq. (16). Assim, a determinação de  $K$  passa a ser feita com base no comprimento da trinca hipotética, conforme eq. (17). Esse processo tem limitações, pois não considera grande parcela de escoamento, sendo sugerida sua aplicação somente para cargas abaixo de 80% da carga ou momento de escoamento geral (Dowling, 1993).

$$a^* = a + r_0 \quad (16)$$

$$K^* = \sigma \sqrt{\pi a^*} F\left(\frac{a^*}{W}\right) \quad (17)$$

Outro método da mecânica da fratura não-linear, a integral  $J$ , é capaz de lidar com grande parcela do escoamento e é definido como a quantidade obtida para avaliar uma integral de linha particular em um caminho que circunda a ponta da trinca. Assume-se o material como elástico, mas sua curva tensão-deformação pode ser não-linear. Os valores podem ser determinados experimentalmente ou analiticamente usando curvas  $P$ - $\nu$  (Figura 16), mas as duas curvas diferentes, para comprimentos de trinca  $a$  e  $a+da$ , necessitam ser obtidas de ensaios independentes em dois elementos diferentes (Dowling, 1993).

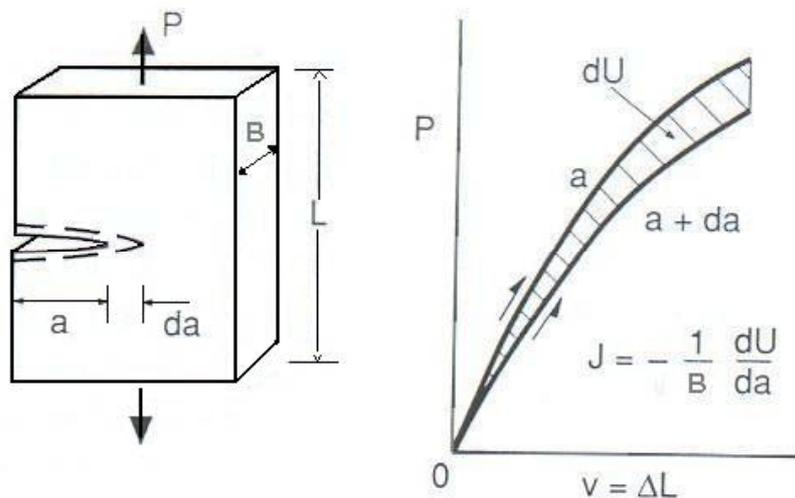


Figura 16: Definição da Integral J em termos de energia potencial. Adaptado de Dowling (1993)

Dessa forma, com as limitações da MFLE podendo ser excedidas, não há necessidade de grandes corpos-de-prova. A tenacidade à fratura  $J_{Ic}$  pode ser usada para estimar um valor equivalente de  $K_{Ic}$ , pela eq. (18) (Dowling, 1993).

$$K_{IcJ} = \sqrt{J_{Ic} \cdot E'} \quad (18)$$

O conceito de *CTOD* também provê um método para a fratura além da elasticidade linear, usando a análise do campo de tensões elásticas, através do  $K$ , para estimar os deslocamentos de abertura da ponta da trinca, designado por  $\delta$ . Para materiais dúcteis, essa estimativa é dada pela eq. (19).

$$\delta \approx \left( \frac{K^2}{E \cdot \sigma_0} \right) \quad (19)$$

### 2.3.2 Mecânica da Fratura aplicada a materiais cimentícios

Segundo Sauoma (2000), é irônico que, embora o fundamento para a Mecânica da Fratura tivesse sido destinado por Griffith para materiais frágeis, a maior parte de sua aplicação tenha sido para materiais metálicos. Para aplicação da Mecânica da Fratura ao concreto, muitas informações foram, inicialmente, obtidas por empréstimo das pesquisas realizadas com metais. Mas logo ficou

evidente que a grande heterogeneidade do concreto o faz apresentar características de fratura singulares.

Somente em 1961, Kaplan (Kaplan 1961 apud Roelfstra e Wittmann 1986) fez a primeira pesquisa experimental com concreto, usando o método da Mecânica da Fratura, e somente por volta de 1970 foram feitos maiores avanços. Kaplan foi o primeiro a determinar experimentalmente a tenacidade à fratura do concreto e, desde então, teve início a controvérsia sobre a aplicabilidade da MFLE para materiais compósitos tais como o concreto. Posteriormente, foi mostrado que a propagação da trinca nos principais componentes do concreto, ou seja, na pasta de cimento endurecida e no agregado natural, pode ser prevista através da MFLE. Porém, a falha do material compósito não é causada pelo crescimento instável de uma trinca, mas por uma complexa seqüência de crescimento e obstrução da trinca, levando a uma degradação gradual da estrutura do compósito (Roelfstra e Wittmann 1986).

Um dos problemas encontrados pelos primeiros pesquisadores foi que o valor da tenacidade à fratura,  $K_c$ , em lugar de ser uma propriedade do material, mostrou-se, para o concreto, fortemente influenciado pelo tamanho do corpo-de-prova, ficando claro que as medidas de tenacidade à fratura não deveriam ser feitas em corpos-de-prova de concreto pequenos. Contribuições posteriores foram baseadas no desenvolvimento de modelos de Mecânica da Fratura não Linear, levando em conta o comportamento do concreto (Mehta e Monteiro, 1993).

Algumas contestações sobre a aplicabilidade da Mecânica da Fratura Linear Elástica (MFLE) para o problema de propagação de trinca e fratura do concreto estão relacionadas à questão da tenacidade à fratura  $K_{Ic}$  depender do tamanho do entalhe, da geometria ou das dimensões do corpo-de-prova. Tem sido observado que no concreto se desenvolvem microfissuras na frente da ponta da trinca, criando uma zona de processo de fratura (ZPF), análoga à zona plástica em metais, e que, ao contrário dessa última, não pode ter seu tamanho determinado com razoável precisão e depende do tamanho e forma do corpo-de-prova, além das condições de carregamento. Essa zona inelástica é dominada por mecanismos complicados (Shah et al., 1995).

Durante a fratura, as altas tensões, próximas à ponta da trinca, causam microfissuração, num fenômeno conhecido como “blindagem de microfissuras”, que consome parte da energia produzida pela aplicação da carga externa. Esse é

mais um dos diversos mecanismos de tenacidade presentes da ZPF (Figura 17), que impedem o uso da MFLE para o concreto. Seus efeitos são tratados conjuntamente, como uma ZPF conceitual. Portanto, para aplicação da Mecânica da Fratura ao concreto é necessário conhecer essa ZPF, principalmente seu tamanho e as variações que sofre com a propagação da trinca principal (Shah et al., 1995).

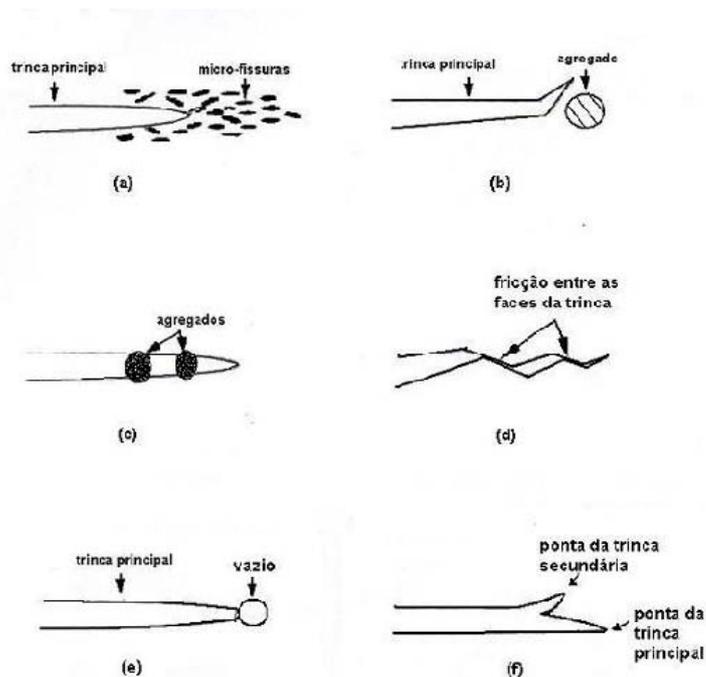


Figura 17: Alguns mecanismos de tenacidade na ZPF: (a) blindagem de microfissuras; (b) deflexão da trinca; (c) ligação das faces por partícula de agregado; (d) oclusão por rugosidade das superfícies; (e) arredondamento da ponta por vazio; (f) ramificação da trinca. Adaptado de Shah et al. (1995)

Torna-se necessário determinar, entre outros parâmetros, a posição e o perfil da abertura da trinca, que geralmente não se dá em linha reta, além do estado geral da fissuração à frente da ponta da trinca. A microscopia ótica pode prover informações úteis, mas há limites de resolução do aparelho. Na microscopia eletrônica de varredura (MEV) a resolução é muito melhor, mas, nos modelos tradicionais, a necessidade de vácuo para a operação induz a mudanças no padrão de fissuração. Equipamentos mais modernos de MEV permitem o estudo em corpos-de-prova saturados, possibilitando obter informações significativas da microfissuração. Outros métodos de obtenção de informações sobre esses parâmetros seriam a emissão acústica e a interferometria ótica (Mehta e Monteiro 1993).

Enquanto, nos metais, a zona plástica decresce com o aumento da espessura do elemento, devido à restrição por deformação plana, no concreto tem sido registrado que os valores de tenacidade à fratura quase não mudam com a variação da espessura. Também a forma da linha de frente da trinca na direção da espessura, que para os metais é profunda na parte central, no concreto dá-se o oposto. Outras dificuldades para a aplicação direta da Mecânica da Fratura ao concreto incluem o fato de que o caminho da trinca, nesse material, é tortuoso, além da dificuldade em determinar a posição da ponta da trinca, devido à ligação promovida pelas partículas do agregado e à variação do tamanho da ZPF ao longo da direção da espessura (Shah et al. 1995).

A ZPF pode resultar em crescimento estável da trinca antes da carga máxima e responde, também, pelo comportamento do concreto após a carga de pico, pois, como algumas partes das superfícies das fissuras podem ainda estar em contato, a falha catastrófica é prevenida. Após a carga máxima, o material apresenta uma relação tensão-deformação característica de amolecimento (*softening*) (op. cit.).

Para lidar com os efeitos da não linearidade em materiais quase-frágeis, muitos modelos têm sido propostos, tentando simular a fratura no modo I através de uma trinca linear efetiva, desprezando a variação da ZPF, ao longo da largura e da espessura do elemento. A resposta inelástica é representada por uma pressão coesiva  $\sigma(w)$  que age nas faces da trinca e que é uma função do deslocamento de abertura da trinca  $w$ . Uma trinca efetiva quase-frágil é mostrada na Figura 18. A trinca inicial de comprimento  $a_0$  é associada à ZPF, formando uma trinca de comprimento  $a$ . O valor de  $\sigma(w)$ , para  $w=0$  no final da ZPF, é igual à resistência à tração  $f_t$  do material (op. cit.).

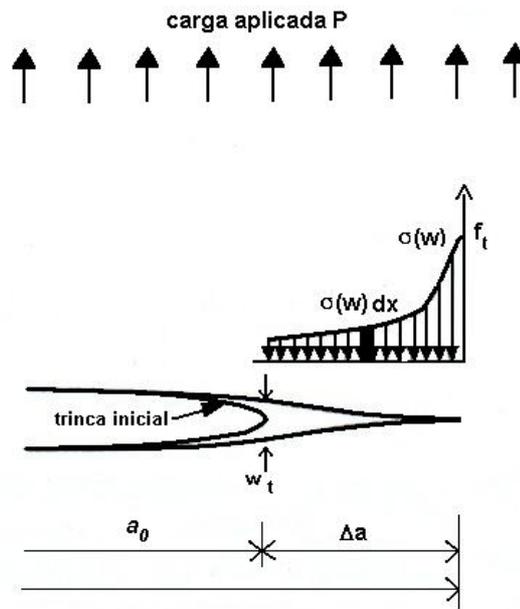


Figura 18: Modelo de trinca quase-frágil. Adaptado de Shah et al. (1995)

Com a aplicação de carregamento à estrutura, passa a haver dissipação de energia na ponta da trinca efetiva, a uma taxa denominada de  $G_q$  (o índice  $q$  refere-se a material quase-frágil), que pode ser dividida em duas partes, conforme a eq. (20).

$$G_q = G_{Ic} + G_\sigma \quad (20)$$

onde:

$G_{Ic}$  é a taxa de liberação de energia elástica armazenada, que ocorre durante a fratura do material, para a criação de duas novas superfícies, equivalente à energia de superfície do material;

$G_\sigma$  é a taxa de liberação de energia elástica armazenada, que ocorre para sobrepor a pressão coesiva  $\sigma(w)$  na separação da superfície.

A eq. (20) é uma condição de equilíbrio de energia geral para propagação de uma trinca em material quase-frágil no modo I de carregamento. O valor de  $G_{Ic}$ , obtido da MFLE, representa o mecanismo de dissipação de energia de Griffith-Irwin, e  $G_\sigma$  é o trabalho realizado pela pressão coesiva por unidade de extensão da trinca, para uma estrutura com espessura unitária, representando o mecanismo de Dugdale-Barenblatt, podendo ser calculado pela eq. (21).

$$G_{\sigma} = \frac{1}{\Delta a} \int_0^{\Delta a} \int_0^{w_t} \sigma(w) dx dw = \frac{1}{\Delta a} \int_0^{\Delta a} dx \int_0^{w_t} \sigma(w) dw = \int_0^{w_t} \sigma(w) dw \quad (21)$$

onde  $w_t$  é o deslocamento de abertura da trinca no local da ponta da trinca original.

Há modelos de Mecânica da Fratura que, por aproximação, usam somente o mecanismo de dissipação de energia de Dugdale-Barenblatt e são usualmente chamados de métodos da trinca fictícia ou trinca coesiva, enquanto que aqueles que usam somente o mecanismo de dissipação de Griffith-Irwin são chamados de métodos da trinca elástica efetiva ou métodos da trinca elástica equivalente.

### 2.3.2.1 Métodos da trinca fictícia ou trinca coesiva

Nessa abordagem, é assumido que a energia consumida para criar novas superfícies é pequena, comparada com a requerida para separá-las, sendo o termo  $G_{Ic}$  desprezado. As novas superfícies de fratura formadas e a ZPF são simplesmente simuladas por uma zona coesiva localizada em frente à ponta da trinca inicial (Figura 19). Assim, a taxa de liberação de energia armazenada,  $G_q$ , passa a ser determinada pela eq. (22).

$$G_q = \int_0^{w_t} \sigma(w) dw \quad (22)$$

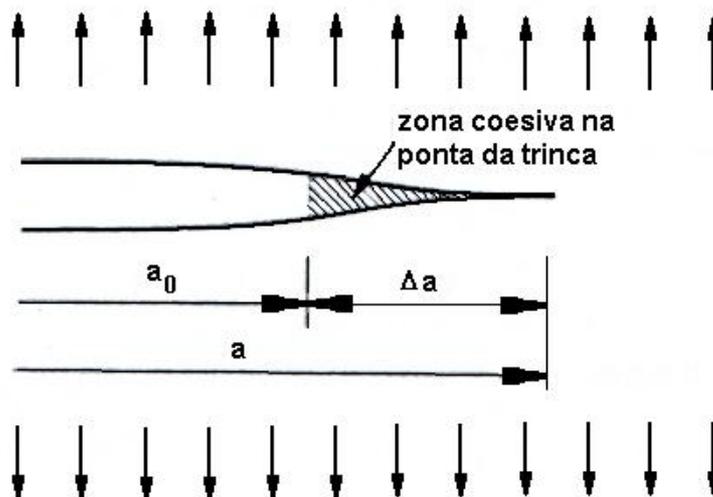


Figura 19: Trinca do modo I para modelo de trinca fictícia. Adaptado de Shah et al. (1995)

O primeiro método da trinca fictícia surgiu como uma alternativa à MFLE e foi proposto por Hillerborg et al., em 1976, generalizando o conceito da ZPF e eliminando a exigência de que essa zona fosse pequena. É assumido que a trinca inicia seu crescimento somente após a carga máxima ter atingido o valor da resistência à tração  $f_t$  do material. O parâmetro de fratura determinado é a tenacidade à fratura  $G_F$ , calculada pela área sob a curva tensão-deformação no amolecimento (*softening*), e que representa a energia absorvida, por unidade de área da trinca. A função  $\sigma(w)$  é chamada de função de amolecimento e, se é uma propriedade do material, a área sob a mesma é constante e é, também, uma propriedade do material. Desvios de  $G_f$  de um valor constante indicam que outras funções de amolecimento estão envolvidas, dependentes de variáveis adicionais, além do valor do deslocamento de abertura da trinca ( $w$ ) (Elices e Planas 1996).

O método proposto por Bazant e Oh (1983) apud Shah et al. (1995), chamado de Modelo da Banda da Trinca, assume a ZPF como sendo uma banda de microfissuras, distribuídas contínua e uniformemente, de largura fixa. A propagação estável da trinca é simulada pela microfissuração progressiva dentro dessa banda.

Segundo Shah et al. (1995), por não incluir o mecanismo de dissipação de energia de Griffith-Irwin, algumas características reais associadas com a propagação da trinca, tais como seu perfil, obtidas com base em métodos da trinca fictícia, podem não concordar com aqueles obtidos experimentalmente. Contudo Elices e Planas (1996) relatam que tem sido verificado que esse tipo de modelo é apto a explicar e prever a maioria dos resultados experimentais com amostras de concreto.

### **2.3.2.2 Métodos da trinca efetiva elástica**

Nessa abordagem, a ZPF é modelada pelo mecanismo de dissipação de energia de Griffith-Irwin ( $\sigma(w)=0$ ). Simula-se a ZPF por uma trinca elástica equivalente, livre de tensão, governada pelo critério da MFLE. A taxa de dissipação de energia no modo I é dada pela eq. (23).  $G_q$  é função do tamanho e geometria da estrutura, da carga aplicada e do comprimento da trinca efetiva elástica e  $G_{Ic}$  é a tenacidade à fratura do material. Como o comprimento da trinca

aumenta com o aumento da carga aplicada na propagação estável da trinca, é necessário fornecer uma equação adicional para o cálculo do comprimento da trinca, de modo a possibilitar a aplicação da eq. (23). O comprimento da trinca é dependente do tamanho e geometria da estrutura, não podendo ser usado diretamente como critério de fratura. A maior parte dos modelos de trinca efetiva elástica usa dois parâmetros para definir o processo de fratura inelástico e governar a propagação da trinca. Shah et al (1995) citam, dentre os modelos baseados nessa abordagem, os propostos por Jenq e Shah, em 1985, Karihaloo e Nallathambi, em 1986, Refai e Swartz, 1988 e Bazant e Kazemi, em 1990.

$$G_q = G_{Ic} \quad (23)$$

### 2.3.2.2.1

#### Modelo bi-paramétrico de Jenq e Shah

Esse modelo é baseado na resposta elástica à fratura das estruturas. É feito ensaio de flexão em três pontos em corpo-de-prova entalhado, para medir os parâmetros de fratura do material  $K_{Ic}^S$  e  $CTOD_c$ , a partir da curva que relaciona as cargas e os respectivos deslocamentos de abertura da boca da trinca (*crack mouth opening displacement*,  $CMOD$ ). Para separar as respostas elástica e plástica, o corpo-de-prova é carregado até a carga máxima, descarregado e recarregado, obtendo-se a flexibilidade (compliância) no descarregamento e o valor do  $CMOD$  na carga de pico,  $CMOD_c$  (Figura 20). O  $CMOD_c$  pode ser dividido em uma componente elástica ( $CMOD_c^e$ ) e outra plástica ( $CMOD_c^p$ ). O valor medido de  $CMOD_c^e$  e a tensão crítica  $\sigma_c$  são substituídos nas eq. (24), (25) e (26), da MFLE, para calcular o fator de intensidade de tensões crítico  $K_{Ic}^S$ , o comprimento crítico da trinca efetiva elástica,  $a_c$ , e o deslocamento de abertura da ponta da trinca corrigido,  $CTOD_c^e$  (Shah et al. 1995).

$$K_{Ic}^S = \sigma_c \sqrt{\pi \cdot a_c} \cdot g_1 \left( \frac{a_c}{W} \right) \quad (24)$$

$$CMOD_c^e = \frac{4 \cdot \sigma_c \cdot a_c}{E} \cdot g_2 \left( \frac{a_c}{W} \right) \quad (25)$$

$$CMOD_c^e = CMOD_c^e \cdot g_3 \left( \frac{a_c}{W}, \frac{a_0}{a_c} \right) \quad (26)$$

onde  $g_1$ ,  $g_2$  e  $g_3$  são funções da geometria do corpo-de-prova e  $E$  é o módulo de elasticidade do material.

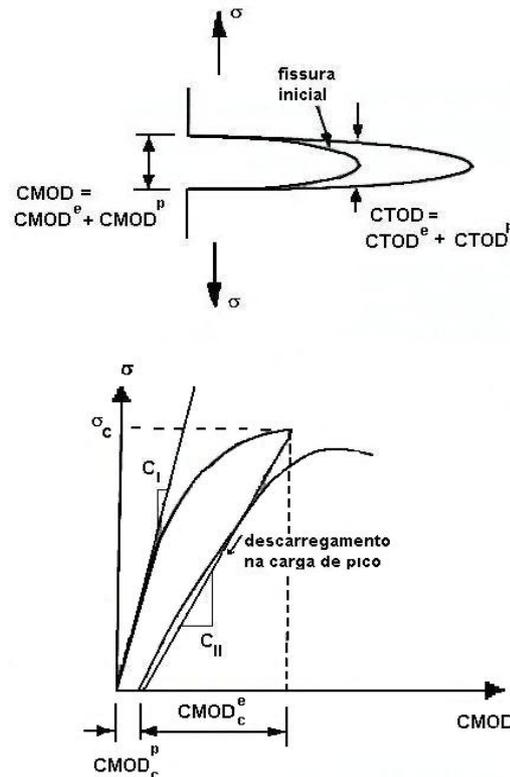


Figura 20: Procedimento para determinação de parâmetros de fratura pelo modelo bi-paramétrico de Jenq e Shah. Adaptado de Shah et al. (1995)

Como os valores de  $K_{Ic}^S$  e  $CTOD_c^e$  mostraram-se basicamente constantes para vigas de mesmo material, mas com tamanhos diferentes, foi proposto que a propriedade à fratura crítica de um material quase-frágil fosse determinada pelos valores desses parâmetros. Para um dado material, estruturas de diferentes geometrias e tamanhos, submetidas à carga crítica (carga de pico), irão satisfazer às duas condições, contidas nas eq. (27) e (28), que compõem o chamado modelo de fratura bi-paramétrico (Shah et al. 1995).

$$K_I = K_{Ic}^S \quad (27)$$

$$CTOD = CTOD_c \quad (28)$$

### 2.3.2.2

#### Modelo de efeito de escala de Bazant e Kazemi

Esse modelo considera que a energia dissipada na fratura é uma função das dimensões e do tamanho da ZPF da estrutura. É mostrado por análise dimensional que a tensão nominal de fratura de uma série de estruturas geometricamente semelhantes, de diferentes tamanhos, pode ser expressa pela série infinita da eq. (29), que representa o modelo (Shah et al. 1995).

$$\sigma_{NC} = B \cdot f_t \left[ \left( \frac{D}{D_0} \right) + 1 + L_1 \cdot \left( \frac{D}{D_0} \right)^{-1} + L_2 \cdot \left( \frac{D}{D_0} \right)^{-2} + \dots \right]^{-1/2} \quad (29)$$

sendo  $B$ ,  $D_0$ ,  $L_1$ ,  $L_2$ ... são constantes,  $D/D_0$  é o tamanho relativo estrutural e  $f_t$  é a resistência à tração do material.

### 2.3.2.3

#### Modelo de Karihaloo e Nallathambi

Através desse modelo, determina-se a tenacidade à fratura do concreto usando vigas sob flexão em três pontos. O conceito básico é semelhante ao do modelo bi-paramétrico de Jenq e Shah, mas lança mão da flexibilidade (compliância) secante à carga máxima, como mostrado na Figura 21, para a determinação do comprimento da trinca efetiva elástica, em lugar da compliância no descarregamento do modelo anterior. O comprimento crítico da trinca efetiva, assumido como correspondente à carga máxima, pode ser obtido usando a compliância secante, com base na MFLE. Com esse comprimento crítico e a carga máxima, pode ser calculado o fator de intensidade de tensões  $K_{Ic}^e$  (Shah et al. 1995).

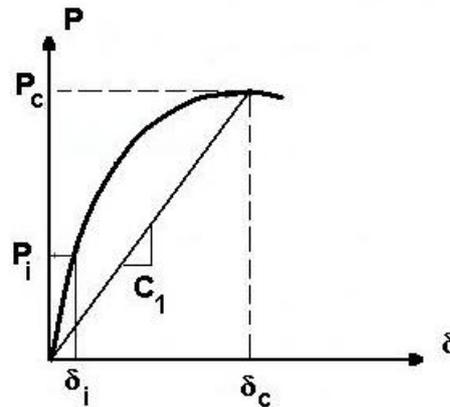


Figura 21: Curva carga-deslocamento do modelo de trinca efetiva de Nallathambi e Karihaloo. Adaptado de Shah et al. (1995)

Como a compliância secante inclui os efeitos das deformações tanto elásticas quanto plásticas, o comprimento crítico da trinca efetiva obtido é, freqüentemente, maior que aquele obtido pelo modelo bi-paramétrico, que somente inclui os efeitos elásticos.

### 2.3.2.3

#### Curva de resistência à fratura – curva-*R*

Em muitas aplicações, torna-se útil determinar a curva de resistência à fratura (curva-*R*) que relaciona a taxa de liberação de energia com o crescimento da trinca. Diferentes métodos para o desenvolvimento de curvas-*R* têm sido propostos (Mehta e Monteiro 1993).

Segundo Ferreira et al (2002), como em algumas rochas e compósitos cimentícios a ruptura devido à propagação de trinca é caracterizada por amolecimento (*softening*), o comportamento à fratura é estudado através de modelos de trinca coesiva, de trinca efetiva ou através de modelos de fratura elasto-plástica, que consideram, indiretamente, a resposta inelástica desses materiais. Em seu estudo, foi obtida a curva-*R* (Figura 22) para o arenito a partir da relação *P-CMOD* de um corpo-de-prova entalhado, sob flexão em três pontos, em carregamento monotônico. O fator de intensidade de tensões foi dado pela eq. (05), usando a conveniente função geométrica  $F(\alpha)$ , sendo  $\alpha$  a relação  $a/W$ . Inicialmente, foi calculado o módulo de elasticidade do material,  $E$ , usando a parte linear inicial da curva *P-CMOD* obtida experimentalmente, através de eq. (30), com a conveniente função de forma  $g(\alpha)$ , obtida por análise numérica.

$$CMOD = \frac{4 \cdot \sigma_N \cdot a_0}{E} \cdot g(\alpha) \quad (30)$$

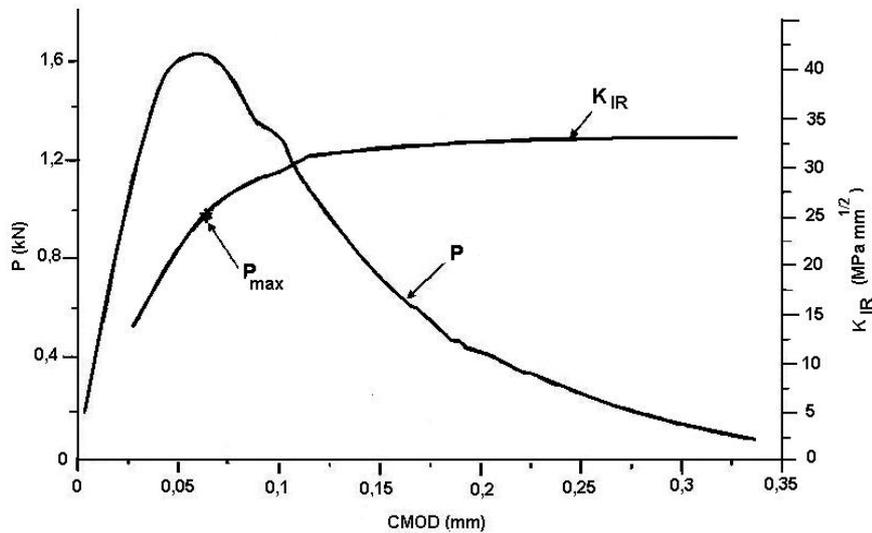


Figura 22: Curva-R obtida da curva  $P$ - $CMOD$  (Ferreira et al. 2002)

Para o traçado da curva-R, ou  $K_{IR}(\alpha)$ , foram usados os pares de valores ( $P$ - $CMOD$ ) obtidos experimentalmente. O comprimento da trinca relativo a cada par  $P$ - $CMOD$  foi obtido por iteração, conforme a eq. (31), para a condição de carregamento em três pontos. Os valores de  $\alpha$  obtidos foram usados para calcular os valores de  $K_{IR}$  e os valores corrigidos de  $CMOD$ , através das eq. (06) e (30). Pôde ser visto que o valor de  $K_{IR}$  aumenta na fase pré-pico e na primeira parte do pós-pico, atingindo um patamar durante a fase do amolecimento. Esse limite assintótico foi concordante como o valor da tenacidade à fratura obtida para esse material usando o modelo da trinca efetiva.

$$\beta(\alpha) = \frac{CMOD \cdot B \cdot W \cdot E}{6 \cdot P \cdot S} = \alpha \cdot g(\alpha) \quad (31)$$

Lou et al. (2003) analisaram os efeitos da resistência mecânica da mistura sobre o comportamento do concreto na iniciação da fratura e sobre a curva de resistência. Consideraram que o comportamento observado através da curva de

resistência estava associado com os efeitos benéficos da blindagem na ponta da trinca devido aos mecanismos de intertravamento presentes na ZPF.

### 2.3.3

#### **Mecânica da Fratura aplicada a compósitos cimentícios reforçados com fibras**

É sabido que uma das principais funções do reforço de compósitos cimentícios pela adição de fibras curtas é inibir a iniciação e propagação de trincas. Estudos têm sido desenvolvidos, por muitos anos, sobre as propriedades mecânicas dos materiais cimentícios reforçados com fibras, especialmente desde o trabalho pioneiro de Romualdi e Batson, de 1963, sobre concreto reforçado com fibras de aço (Stang et al. 1995). Desde então, têm sido registrados muitos resultados promissores, mostrando a melhoria da resistência, deformabilidade e ductilidade.

Contudo, segundo Stang et al. (1995), existe uma discrepância entre os resultados promissores obtidos sobre o desempenho dos compósitos cimentícios reforçados com fibras e suas aplicações, que não são muito difundidas. A razão para isso seria o fato de que as ferramentas disponíveis para prever o comportamento mecânico de estruturas de concreto levam em conta somente o comportamento antes da carga máxima (tipicamente, módulo de Young e resistência à compressão), enquanto que a maior influência da presença das fibras de reforço se dá sobre o comportamento após a carga de pico.

A Mecânica da Fratura, aplicada a compósitos cimentícios reforçados com fibras, traria, então, essa possibilidade de descrever o comportamento do material após o surgimento de falhas sobre as quais o reforço das fibras tem influência significativa, modificando o comportamento da estrutura após a carga de pico e sendo especialmente útil em situações em que há estritas limitações de aberturas de trincas presentes nas estruturas (estruturas sob fadiga, estruturas impermeáveis ou expostas a ambientes agressivos).

Muitos estudos têm sido desenvolvidos visando explorar a aplicabilidade da Mecânica da Fratura para compósitos cimentícios com fibras. Mai et al. (1980) se referem a trabalhos com aplicação dos conceitos da MFLE a compósitos cimentícios reforçados com fibras, com distribuição aleatória, desde o início da

década de 70. Os trabalhos têm utilizado diferentes parâmetros de fratura e analisado as conveniências de cada um deles.

Em compósitos cimentícios reforçados com fibras, além da pressão de fechamento da ponta da trinca devido ao intertravamento dos agregados na zona de processo de fratura (ZPF) na frente da ponta da trinca, ocorrem ligações das faces fraturadas, promovidas pelas fibras, atrás da ponta da trinca, formando o que é conhecido como zona de ligamento das fibras. Isso torna a aplicação da MFLE tradicional ainda mais questionável, quando há a inclusão de fibras no compósito (Banthia e Sheng, 1996).

Num modelo bastante simplificado, apresentado por Morley (1983) pode-se ter alguma noção da influência do reforço sobre a distribuição de tensões internas do material. Assume-se que as fibras alinhadas numa única direção atravessam a trinca perpendicularmente em relação a suas faces e que a carga externa é aplicada na direção do alinhamento das fibras. As fibras suportam uma deformação acentuada no local onde elas ligam a trinca e é assumido que a carga adicional suportada pelas fibras é transferida de volta à matriz, a um valor constante de tensão de cisalhamento  $\tau$ . Assim, a deformação suportada pelas fibras que atravessam a trinca diminui linearmente com o aumento da distância até as faces da trinca. As fibras inibem a relaxação elástica da matriz em cada lado da trinca, de modo que a deformação na matriz é aumentada além dos valores que teria na ausência do reforço.

Mai et al. (1980) relacionaram trabalhos anteriores que aplicaram conceitos da MFLE a compósitos à base de cimento, reforçados com fibras distribuídas aleatoriamente, e determinaram parâmetros de fratura, como o fator de intensidade de tensões crítico  $K_c$  e a correspondente taxa de liberação de energia de deformação crítica  $G_c$ , usando diferentes métodos. Foi mostrado que, desde que  $K_c$  e  $G_c$  sejam tomados como valores próximos ao ponto de início do crescimento da trinca, a eq. (12) pode ser aplicada. Mas, quando ocorre considerável crescimento estável da trinca, como em corpos-de-prova pequenos, então  $K_c$  e  $G_c$  não se tornam parâmetros de fratura convenientes. Em vez desses parâmetros, seria preferível usar a curva  $K_R$  para descrever o comportamento à fratura, representando a resistência à fratura do compósito quando a trinca aumenta de comprimento. O método do trabalho específico de fratura, que usa vigas sob flexão em três pontos, tem sido empregado para medida da tenacidade de

concretos com fibras e fibrocimentos. O trabalho de fratura é calculado como a área sob a curva carga-deslocamento dividida pela área da superfície de fratura e é uma medida da energia absorvida por unidade de área, incluindo as parcelas de trabalho de iniciação e de propagação da trinca.

Nesse trabalho de Mai et al (1980), foram ensaiados corpos-de-prova em forma de tiras cortadas de placas de fibrocimento com asbestos e celulose, sob flexão em três pontos. Foram usados valores para a largura do corpo-de-prova entalhado,  $W$ , variando de 25 mm a 200 mm. Foi observado que, para que o valor de  $K$  na iniciação da trinca fosse independente do tamanho do corpo-de-prova, a largura  $W$  deveria ser de pelo menos 50 mm. O trabalho específico de fratura mostrou-se independente do tamanho do corpo-de-prova e, desde que a relação  $a/W$  fosse maior ou igual a 0,5, os resultados tenderam a um valor constante, podendo esse parâmetro ser tomado como medida da tenacidade à fratura do compósito. Observaram, ainda, que a tenacidade medida foi, em sua maior parte, proveniente do trabalho realizado pelo arrancamento (*pull out*) das fibras de asbestos e celulose da matriz de argamassa de cimento.

Mai e Hakeem (1984) estudaram o crescimento estável da trinca em compósitos cimentícios reforçados com 8%, em massa, de fibra celulósica, descrevendo o comportamento do material, nesse intervalo, através de curvas de resistência ao crescimento da trinca, baseando-se na MFLE. Diferentemente do método de cálculo do trabalho total à fratura, que fornece a tenacidade à fratura máxima que pode ser desenvolvida no compósito, esse estudo pretendeu considerar o fenômeno do crescimento estável da trinca. Foram ensaiadas amostras do material no estado seco e úmido. Concluíram que os conceitos da MFLE poderiam ser aplicados para esse tipo de compósito e que os exemplares úmidos tiveram resistência ao crescimento da trinca superior à dos exemplares secos. Esse fato foi explicado pelo aumento da ductilidade e da tenacidade das fibras celulósicas úmidas.

Jenq e Shah (1986) demonstraram a aplicação do modelo bi-paramétrico, para concreto reforçado com fibras de aço. A resposta ao carregamento de um corpo-de-prova contendo um entalhe inicial foi dividida em três estágios (Figura 23). O primeiro estágio foi linear, da mesma forma que seria na matriz sem reforço, mas o módulo de elasticidade do compósito poderia diferir do da matriz, dependendo do teor de fibras. No segundo estágio, iniciou-se o crescimento não-

linear da trinca. As fibras tenderam a resistir a esse crescimento, através de forças de ligação às faces da trinca, que dependeram do deslocamento total de abertura da trinca. Porém, o fator de intensidade de tensões dependeu do crescimento da trinca efetiva e do deslocamento elástico de abertura da trinca. A carga total sobre a estrutura do compósito foi dividida em três partes, conforme a eq. (32).

$$P = P^M + P_k^f + P_s^f \quad (32)$$

onde  $P^M$  é a contribuição devida à matriz,  $P_k^f$  é relacionada ao efeito de ligação das fibras e  $P_s^f$  satisfaz o equilíbrio global devido às força de ligação das fibras.

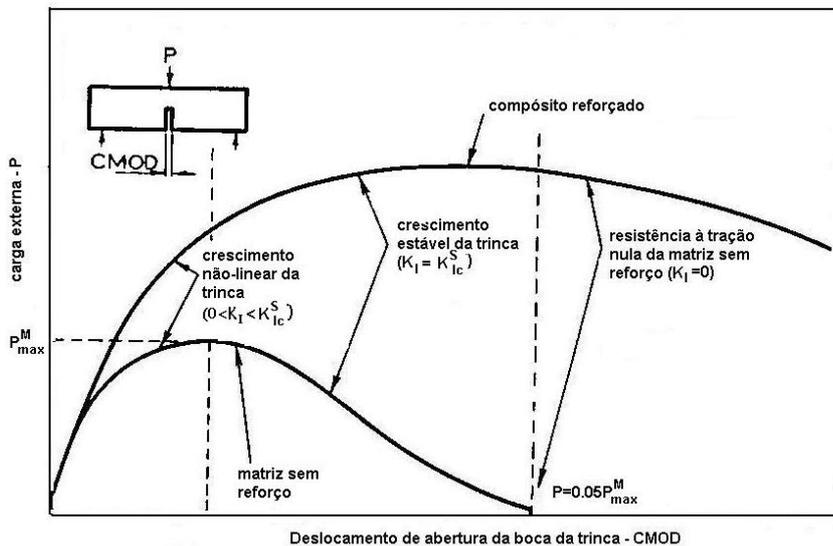


Figura 23: Mecanismos de resistência à fratura do concreto reforçado com fibras. Adaptado de Jenq e Shah (1986)

Stang et al. (1995) apresentaram um modelo para a relação entre tensão e deslocamento de abertura da trinca para compósitos cimentícios com fibras curtas distribuídas aleatoriamente. Consideraram que um modelo micromecânico para esse tipo de material deveria derivar-se da relação tensão-comprimento da trinca, já que a influência do reforço por fibras sobre o comportamento antes da carga máxima é pequena. Essencialmente, esse modelo descreve a tensão  $\sigma$  suportada através da trinca como uma função da abertura da trinca  $w$ , conforme a eq. (33).

$$\sigma(w) = \sigma_a(w) + \sigma_f(w) + \sigma_{ps}(w) \quad (33)$$

A parcela  $\sigma_a(w)$  é dada por uma expressão empírica para o concreto sem fibras,  $\sigma_f(w)$  é a contribuição da ligação promovida pelas fibras e  $\sigma_{ps}(w)$  leva em conta que as fibras estão suportando carga por meio de deformação elástica, quando a primeira trinca é formada.

Nesse modelo, uma série de parâmetros micromecânicos é adotada para torná-lo capaz de levar em conta a ruptura da fibra e a utilização de sistema de reforço com fibras híbridas, possibilitando a predição de trincas em nível estrutural e considerando não somente parâmetros geométricos, mas também parâmetros de composição do material, como a escolha do sistema de fibras.