

## 2 Revisão bibliográfica

Este capítulo apresenta uma síntese dos assuntos considerados mais relevantes para a compreensão do fenômeno da aderência nas estruturas de concreto armado. Faz-se uma abordagem geral sobre a aderência nas estruturas de concreto armado, apresentando-se os modos de ruína freqüentes e os mecanismos de transferência de tensões entre o concreto e as barras de armadura. Essa abordagem inclui ainda um modelo analítico proposto por TASSIOS (1979) e as prescrições da norma NBR 6118: 2003.

Em seguida, como principal objetivo dessa revisão, trata-se da aderência aço-concreto considerando-se o efeito do confinamento promovido pelo concreto, e também como as emendas por traspasse são influenciadas por esse processo.

### 2.1. Aderência entre barras de aço e concreto

Pode-se definir aderência como sendo o mecanismo de transferência de tensões que ocorrem na interface entre a barra de aço da armadura e o concreto que a envolve. A própria definição de concreto armado está condicionada à sua existência, o que mostra a importância de tal fenômeno. A consideração dessa ligação efetiva-se por meio da definição de uma “tensão de aderência”, e sua distribuição ao longo da interface tem sido objeto de diversas pesquisas, já que seu conhecimento é essencial para a compreensão do comportamento de ancoragens retas e das emendas por traspasse.

A aplicação do concreto armado como material estrutural é essencialmente dependente da aderência aço-concreto. Se não existisse aderência as barras não seriam solicitadas, uma vez que elas deslizariam sem encontrar resistência alguma ao longo de seu comprimento e não acompanhariam o concreto em suas deformações. Portanto, quando o processo de fissuração do concreto tivesse início aconteceria um colapso de modo frágil. Entretanto, em virtude do fenômeno da aderência, as armaduras são capazes de absorver as solicitações

em um estágio inicial de forma conjunta com o concreto. Em seguida, quando o processo de fissuração começa as armaduras absorvem as tensões de tração de forma mais ou menos regularmente distribuída ao longo da peça em virtude da aderência. Assim a aderência mantém a união entre os materiais nas zonas entre as fissuras, (MONTROYA *et al* (1976)).

A condição fundamental para o bom funcionamento do concreto armado é a eficiência da ligação aço-concreto. Num comportamento global a aderência garante que a deformação da armadura como um todo seja igual à das fibras vizinhas de concreto. Entretanto, quando se investiga o comportamento local percebe-se que o comportamento da aderência é mais complexo, envolvendo descontinuidades como fissuras e deslocamentos relativos entre a armadura e o concreto.

Sempre que ocorrer variação de tensão normal num determinado trecho de uma barra de aço do elemento de concreto armado, aparecerão tensões de aderência. Diversas são as causas apontadas para essas variações de tensão. Segundo LEONHARDT e MÖNNIG (1977) as principais causas destas variações de tensão são as seguintes:

- a) ações externas que modificam as tensões de tração e de compressão nas armaduras;
- b) fissuras que causam grandes concentrações de tensões de aderência nas regiões de descontinuidade;
- c) ancoragem das barras que, pela presença das tensões de aderência, permitem que a força atuante na barra seja integralmente transferida ao concreto.

## **2.2. Mecanismos envolvidos na aderência**

Ainda que o conceito de um valor médio para tensão de aderência seja conveniente, a transferência de forças está associada a uma combinação de parcelas distintas. Vários autores, dentre eles ELIGEHAUSEN *et al* (1983) e ACI COMMITTEE 408 (1991), afirmam que a aderência aço-concreto em elementos de concreto armado é composta por três parcelas: a aderência por adesão química, a aderência por atrito e a aderência mecânica. Esta divisão, no entanto, é simplesmente didática, não sendo possível ser obtido o valor de cada componente isoladamente devido à complexidade dos fenômenos envolvidos.

### 2.2.1. Aderência por adesão química

A adesão ou aderência química surge devido às ligações físico-químicas na interface durante as reações de pega do cimento. Essa parcela também depende da rugosidade e da limpeza da superfície das armaduras. Pode ser verificada pela resistência de adesão  $R_{b1}$  que se opõe à separação de um bloco concretado diretamente sobre uma chapa de aço como mostra a Figura 2.1.

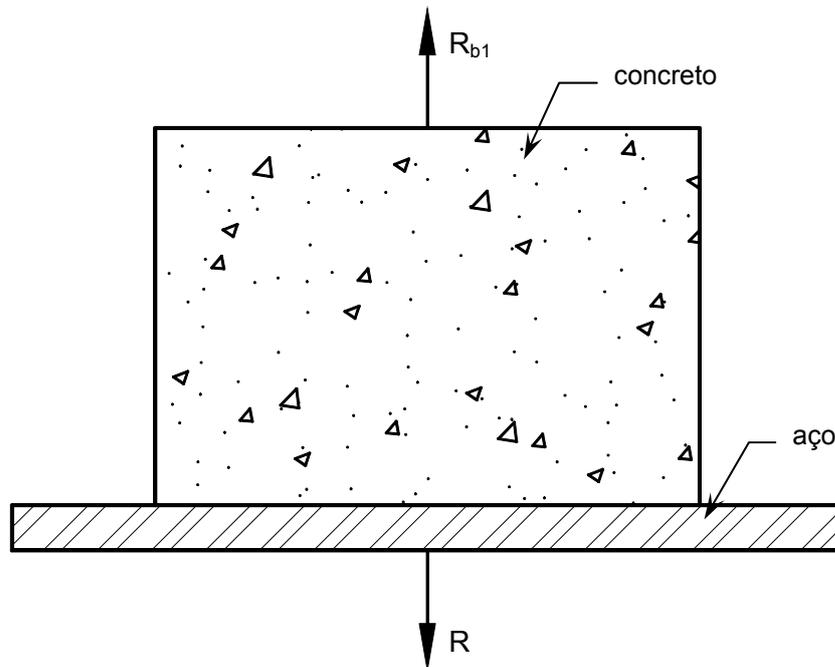


Figura 2.1 – Aderência por adesão.

É comum considerar que a adesão seja destruída pelas ações de serviço ou retração do concreto, e que as tensões de aderência próximas da ruptura sejam mobilizadas por atrito e por aderência mecânica promovida pelas nervuras. Assim, a adesão se extingue logo que ocorrem os primeiros deslocamentos relativos entre os materiais, mesmo que estes deslocamentos sejam mínimos.

Segundo o ACI COMMITTEE 408 (1991), dados mais recentes comparando o comportamento de barras lisas com barras revestidas com epóxi mostram que a parcela de adesão pode ter uma grande contribuição na aderência no caso de ruptura por fendilhamento.

### 2.2.2. Aderência por atrito

A parcela relativa ao atrito surge quando há a tendência de deslocamento relativo entre os dois materiais. Essa parcela depende do coeficiente de atrito entre o aço e o concreto. Segundo LEONHARDT e MÖNNIG (1977), o coeficiente de atrito varia entre 0,3 e 0,6. A contribuição do atrito na tensão de aderência só tem importância nas barras lisas, uma vez que o coeficiente de atrito é função da rugosidade superficial da barra.

A aderência por atrito é identificada pela pressão transversal  $P_t$ , decorrente da retração. A barra de aço ao restringir as deformações do concreto origina essa pressão transversal que é exercida pelo concreto sobre a barra. Além da retração outros fatores podem ocasionar o aumento da capacidade de aderência por atrito. Por exemplo, a presença de confinamento e de compressão transversal externa aumenta essa parcela de aderência. Essa situação é freqüentemente encontrada nos apoios diretos das vigas

A determinação da parcela relativa ao atrito pode ser realizada por meio de ensaios de arrancamento (Figura 2.2). Nesse caso a parcela de aderência por adesão pode ser considerada como acréscimo na resistência de aderência por atrito obtida por meio de ensaio de arrancamento, pois a resistência de arrancamento por atrito  $R_{b2}$  é substancialmente superior a resistência por adesão  $R_{b1}$ .

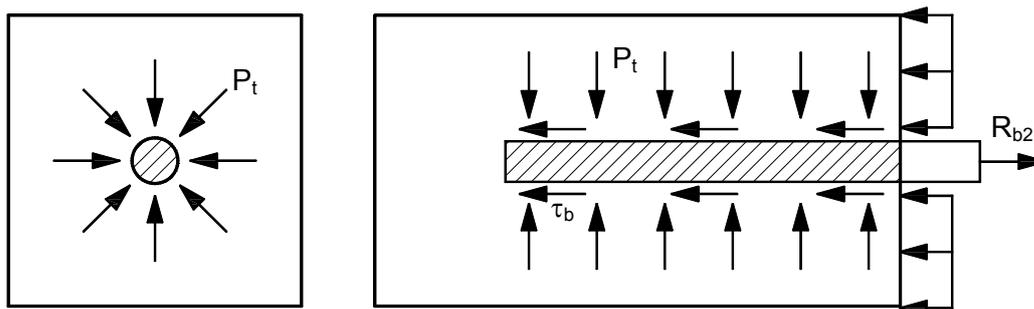


Figura 2.2 – Aderência por atrito (FUSCO, 1995).

### 2.2.3. Aderência mecânica

A aderência mecânica é função da irregularidade da superfície da armadura. Essa componente está relacionada com as forças concentradas de

compressão que surgem perpendiculares às faces das nervuras no instante em que a barra é tracionada (ou comprimida) e tende a deslizar. Nota-se ainda que mesmo em barras lisas existe o efeito da aderência mecânica devido às irregularidades superficiais decorrentes do processo de laminação.

As saliências na superfície das barras nervuradas (ou barras de alta aderência) funcionam como pontos de apoio que mobilizam as tensões de compressão no concreto (Figura 2.3). Na região das nervuras o estado de tensão provoca a formação de micro-fissuras e micro-esmagamento no concreto.

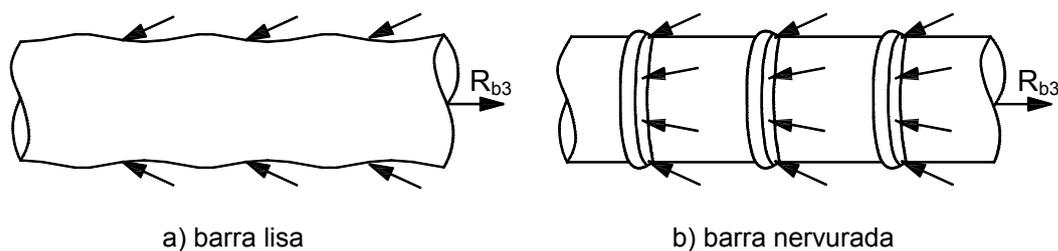


Figura 2.3 – Aderência mecânica (FUSCO, 1995).

De acordo com ELIGEHAUSEN *et al* (1983) a aderência mecânica é responsável pela maior parcela do valor total da aderência, dentre os três mecanismos citados.

O mecanismo de aderência mecânica é o mais eficaz e confiável. A parcela de adesão é pequena e as forças de atrito não se desenvolvem até que a adesão deixe de existir e ocorram deslocamentos relativos entre a barra e o concreto. Ambos os mecanismos são importantes no caso das barras lisas. Entretanto, o mecanismo de aderência mecânica também está presente no caso das barras lisas devido às irregularidades superficiais.

Segundo REHM (1969) em barras nervuradas o valor da resistência de aderência mecânica depende da forma e da inclinação das nervuras, da altura  $a$  e da distância livre entre elas  $c_0$ . A superfície relativa  $f_R$  fornece uma medida de comparação utilizável para barras de perfis diferentes. Essa superfície nervurada relativa  $f_R$  é definida pela razão entre a superfície das nervuras  $F_R$ , área de contato dos consolos de concreto sobre as nervuras, e a superfície lateral  $F_M$  do cilindro a ser “cortado”. Na Figura 2.4 são apresentados esses parâmetros para uma barra ideal com nervuras anulares.

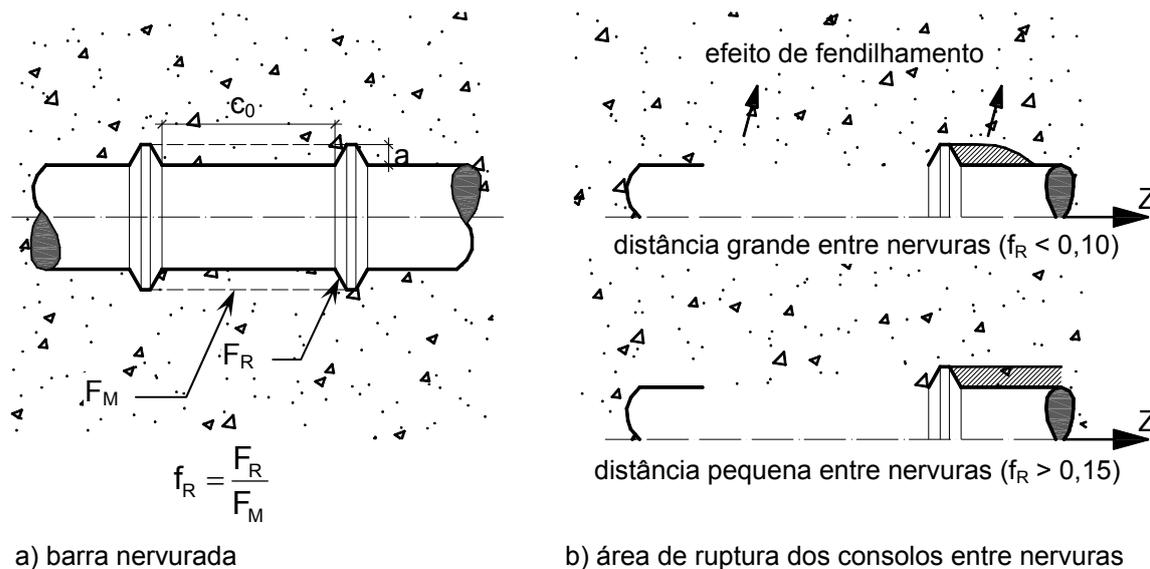


Figura 2.4 – Áreas possíveis de ruptura dos consolos de concreto entre nervuras em uma barra ideal com nervuras anulares (REHM, 1969).

### 2.3. Mobilização da aderência

A união entre a armadura e o concreto é responsável pelo controle da abertura de fissuras de uma peça de concreto armado. Para solicitações relativamente baixas o concreto ainda resiste à tração sem o aparecimento de fissuras (estádio I). O estado de fissuração começa a aparecer no início do estágio II, depois de atingida a resistência à tração do concreto. Um modelo bastante representativo da forma de mobilização da aderência, apresentado por FUSCO (1995), é mostrado na Figura 2.5.

Entre fissuras, uma parcela das tensões de tração é absorvida pelo próprio concreto por meio da mobilização das tensões de aderência. Esse mecanismo, denominado enrijecimento à tração, contribui para a rigidez da peça.

Na Figura 2.5 são mostradas apenas as duas fissuras  $A$  e  $B$  afastadas a distâncias  $S_f$  uma da outra. As tensões de aderência são mobilizadas apenas nos trechos  $A-A'$  e  $B'-B$ .

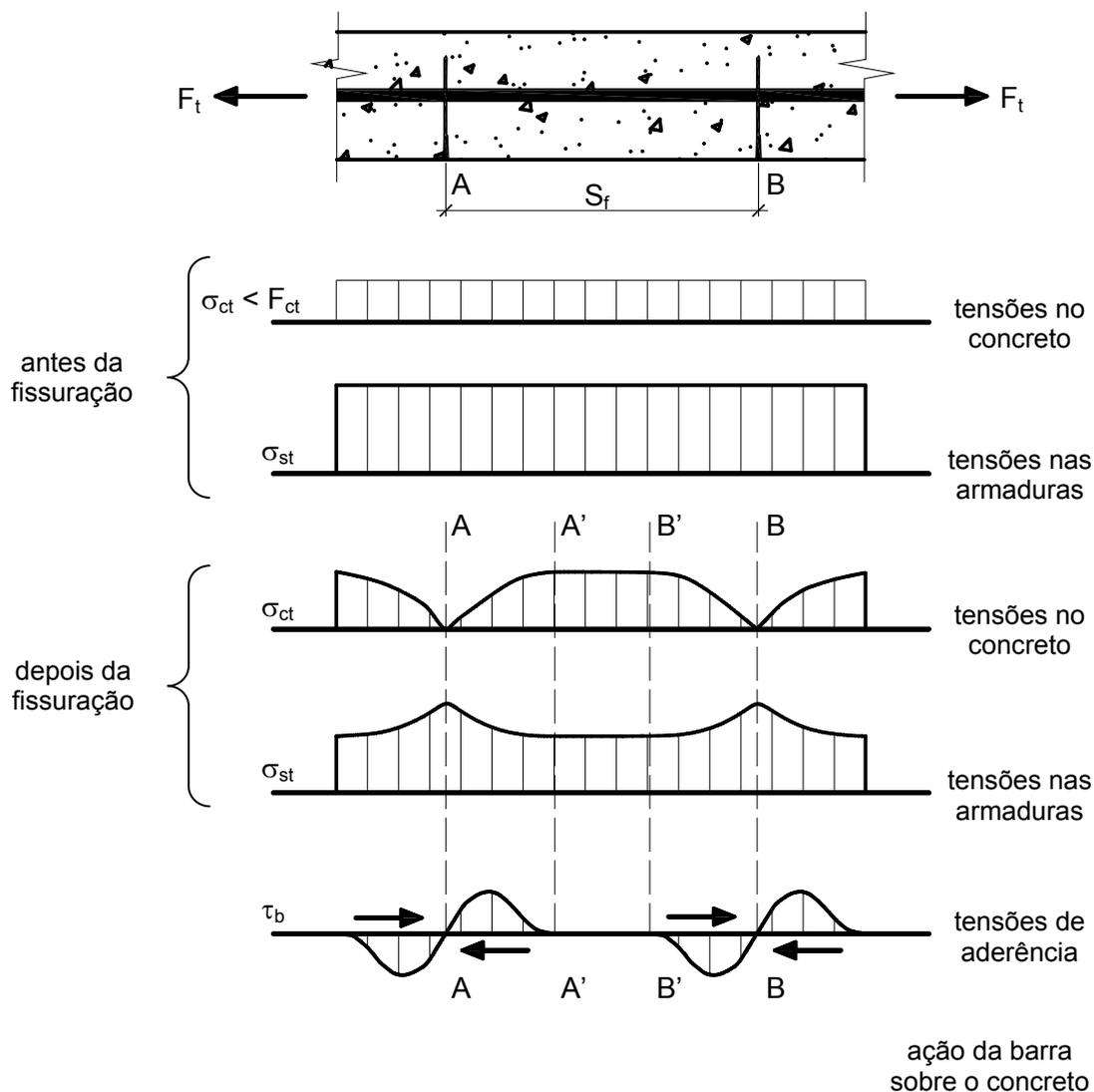


Figura 2.5 – Fissuração por tração (FUSCO, 1995).

No trecho central (A'-B') a tensão no concreto é constante e contribui como parcela da aderência. Com o aumento da tensão de tração na armadura e, por conseguinte, da tensão de tração no concreto, naquele trecho central apresenta-se grande possibilidade de ser formada uma terceira fissura (C), como mostra a Figura 2.6.

No estudo realizado por GOTO (1971) ficou evidente que as características das fissuras formadas no concreto que envolve uma barra colocada no eixo de prismas de concreto armado são influenciadas pelo tipo da barra utilizada, seja ela lisa ou nervurada. As fissuras, quando são usadas barras nervuradas, influenciam ou determinam o mecanismo de aderência entre a barra e o concreto, produzindo fissuração radial, além da fissuração longitudinal (Figura 2.7).

Ainda de acordo com os estudos de GOTO (1971), foi constatado que a força de tração ocasiona uma microfissuração no concreto envolvente.

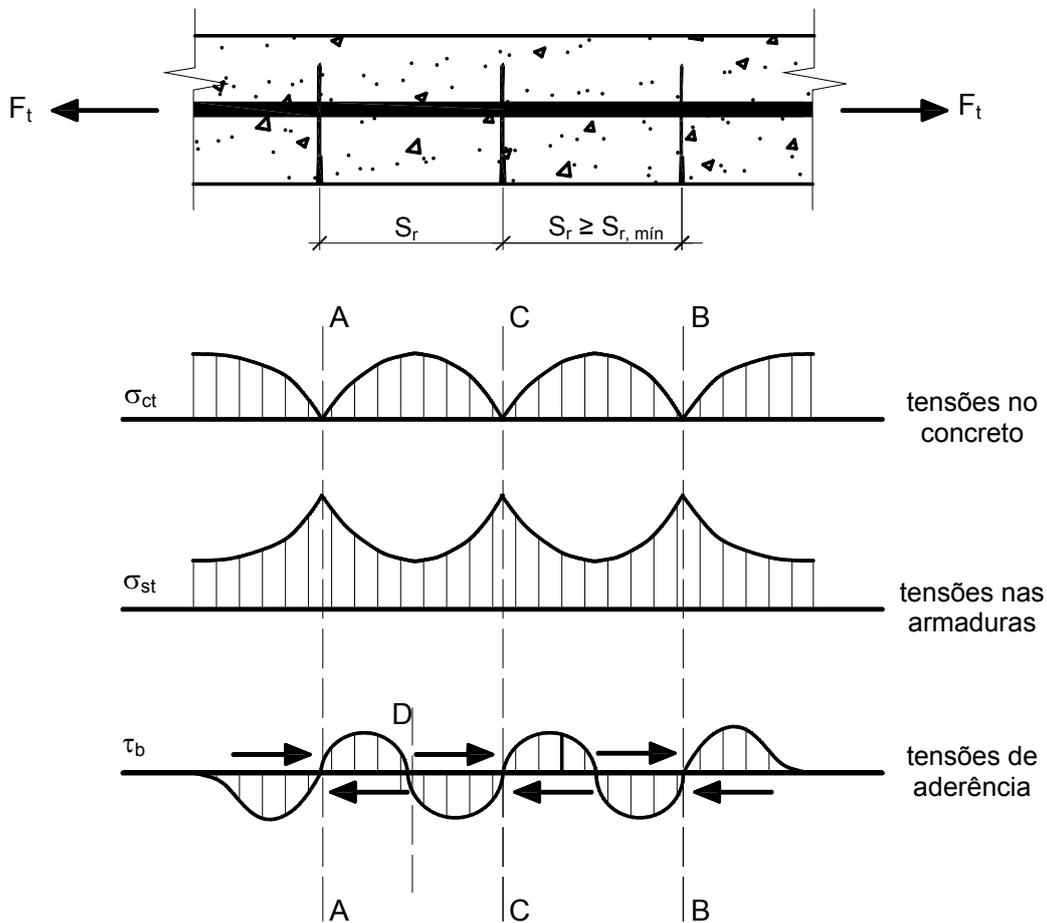


Figura 2.6 – Fissuração estabilizada (FUSCO, 1995).

As fissuras secundárias internas entre as fissuras principais provocam a perda de aderência, o que torna cada vez mais importante o percentual referente à ancoragem mecânica.

Quando é considerado o caso de solicitações repetidas, esse fenômeno é ainda mais intenso.

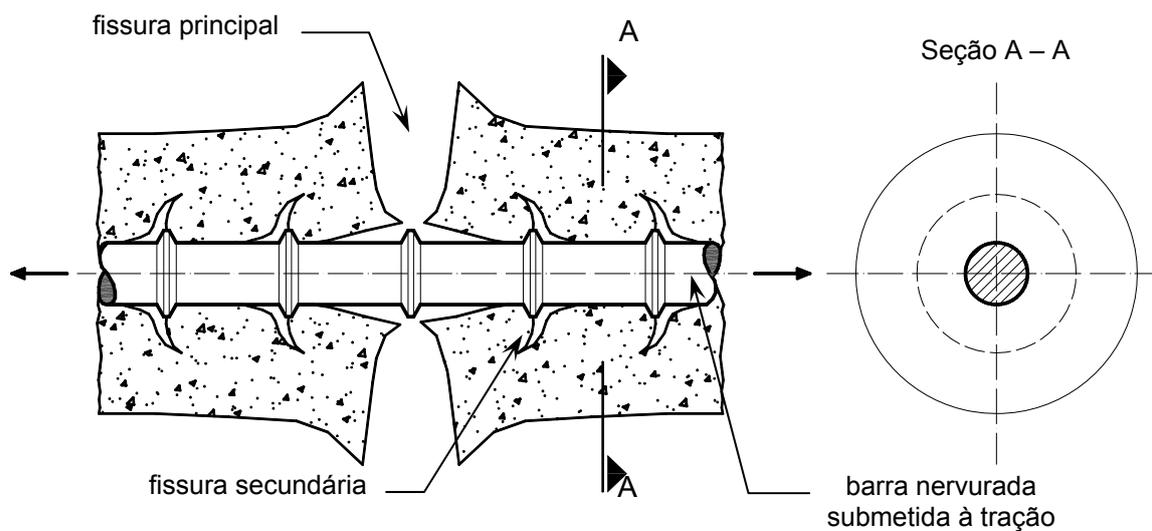


Figura 2.7 – Microfissuras em um elemento de concreto com barra nervurada sob tração centrada (Adaptada de GOTO, 1971).

#### 2.4. Modos de ruptura da aderência

Existem dois tipos de rupturas da aderência em corpos-de-prova: ruptura por arrancamento direto da barra e fendilhamento do cobrimento do concreto.

A primeira ocorre quando existe um confinamento suficiente da armadura, permitindo o corte do concreto entre as nervuras. Esse modo de ruptura está relacionado principalmente à resistência do concreto e ao tipo e à geometria das nervuras.

Os diferentes modos de ruptura da aderência entre o concreto confinado e não confinado estão ilustrados na Figura 2.8 e na Figura 2.9.

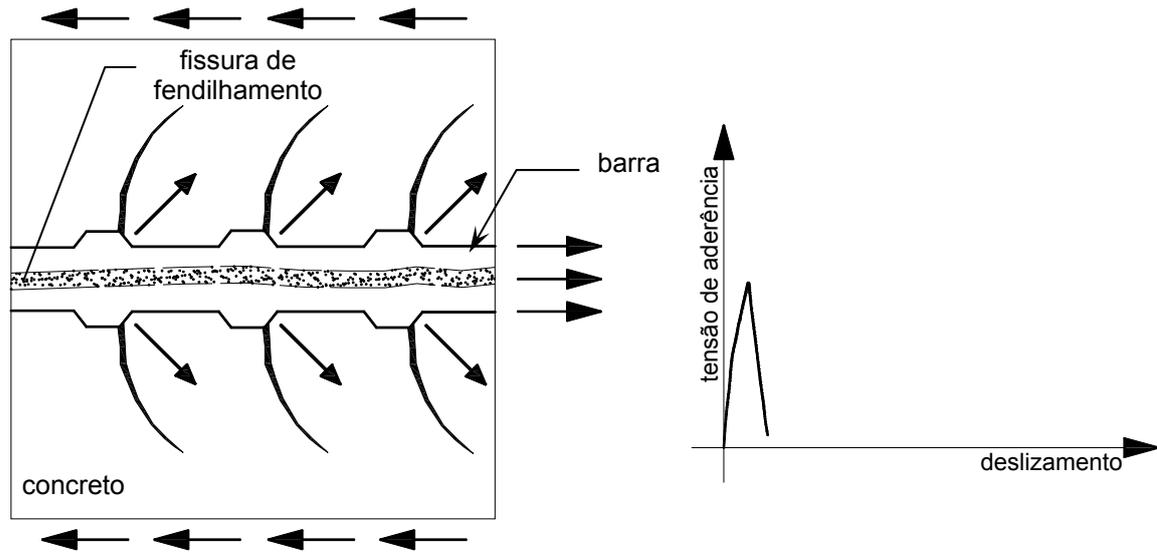


Figura 2.8 – Ruptura da aderência por fendilhamento em concreto não-confinado.

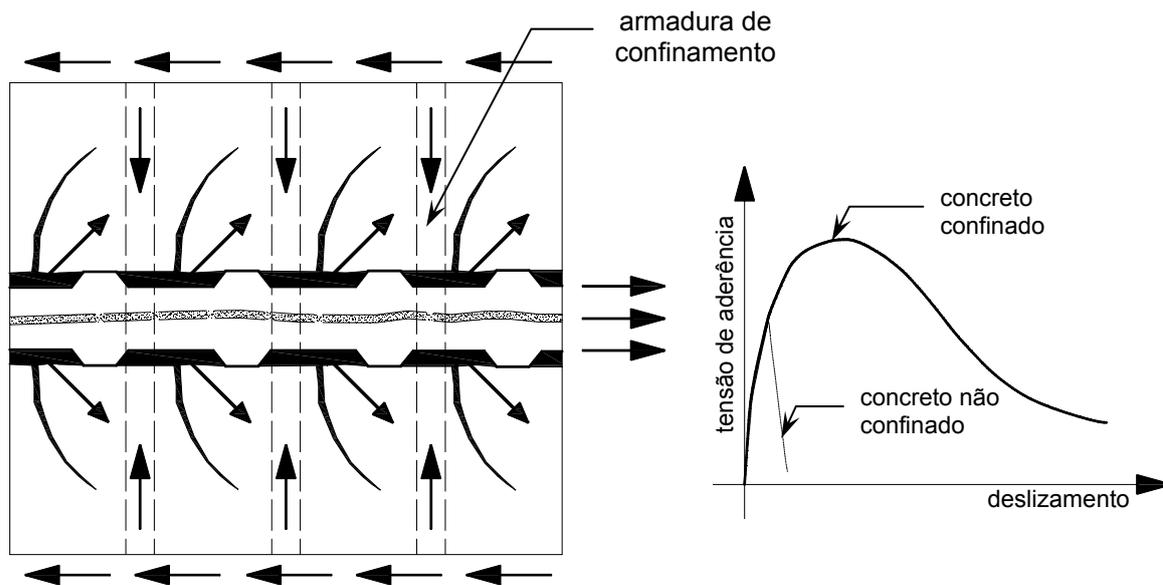


Figura 2.9 – Ruptura da aderência por arrancamento em concreto confinado.

O confinamento promovido pelas barras de aço reduz a propagação e a abertura das fissuras, proporcionando o arrancamento da barra. O fendilhamento do cobrimento pode ser definido como o efeito da tração circunferencial ocasionado pelas componentes radiais das tensões de compressão que transferem a força do aço para o concreto. Esse tipo de ruptura ocorre quando o confinamento é insuficiente para garantir o arrancamento completo da barra.

As tensões radiais de tração provenientes das tensões diagonais de compressão ocasionam uma pressão no concreto em torno da barra, tornando essa região microfissurada e sujeita ao fendilhamento paralelo ao eixo da armadura. A Figura 2.10 e a Figura 2.11 ilustram esses processos.

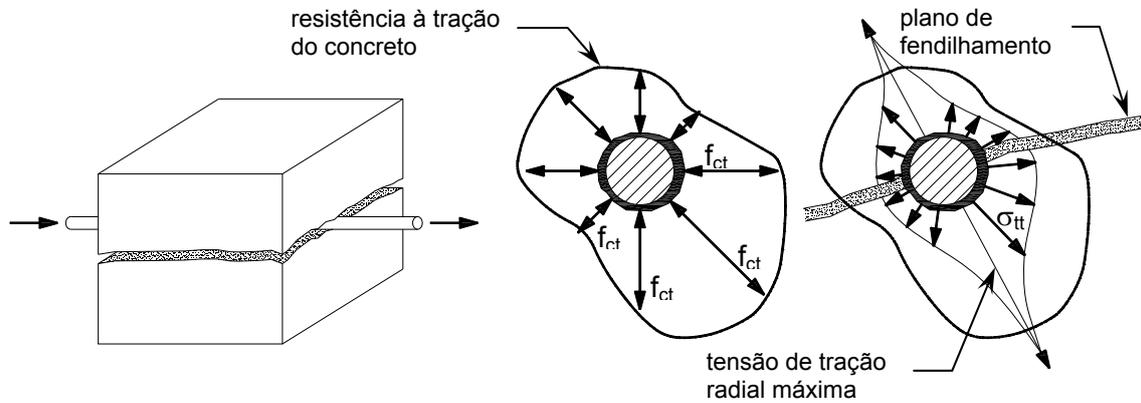


Figura 2.10 – Esquema do fendilhamento longitudinal do concreto.

As fissuras de fendilhamento provenientes das tensões circunferenciais de tração geralmente se propagam em direção às bordas, resultando na perda do cobrimento e da aderência. O número de barras e sua configuração ao longo do elemento são os principais fatores que influenciam a orientação dessas fissuras.

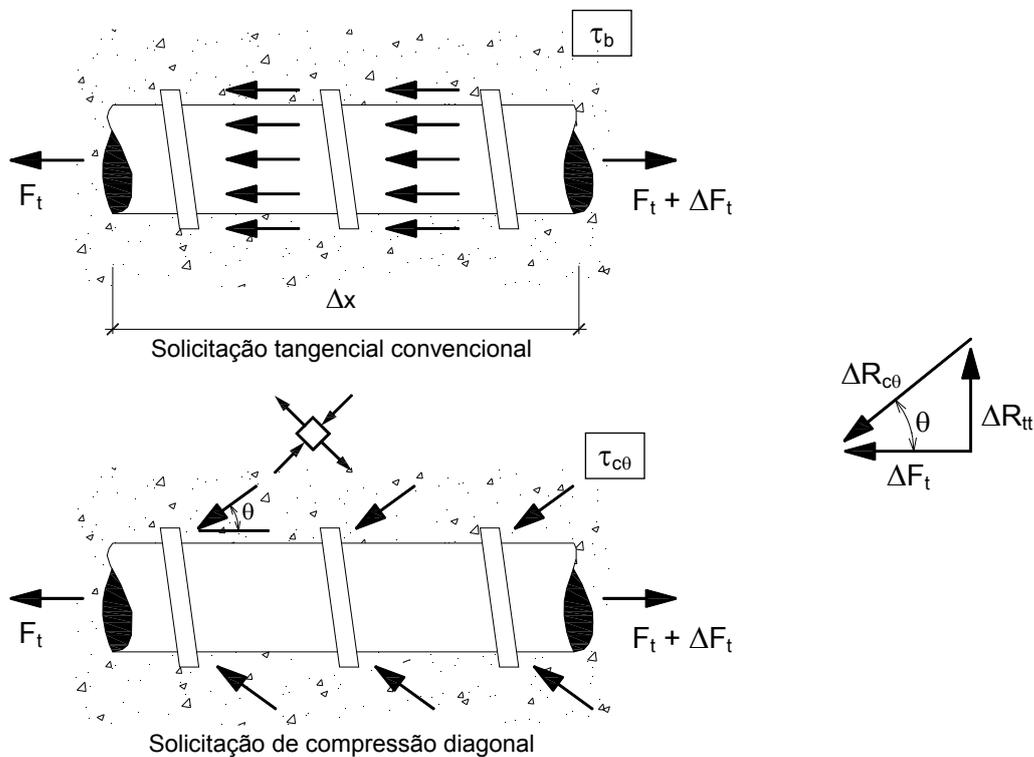


Figura 2.11 – Esquema da transferência de tensões por aderência.

## **2.5. Principais fatores que influenciam a aderência**

Diversos fatores podem influenciar o comportamento da aderência entre as barras de aço e o concreto. Dentre outros, os mais pesquisados são citados a seguir:

- a) efeitos de confinamento devido ao concreto envolvente e também pela armadura transversal;
- b) características dos materiais envolvidos: o concreto e o aço;
- c) características da superfície da barra e a geometria das nervuras.

Para caso de uma emenda é importante o espaçamento entre as barras e o comprimento de emenda por traspasse.

### **2.5.1. Efeitos de confinamento**

#### **2.5.1.1. QUINTANA (2005)**

QUINTANA (2005) desenvolveu um trabalho experimental no qual avaliou influência do cobrimento da armadura longitudinal em pilares de concreto armado. Em seu trabalho, realizado no Departamento de Engenharia Civil de PUC-Rio, a pesquisadora estudou a influência do cobrimento da armadura longitudinal e dos grampos suplementares na resistência de pilares de concreto armado submetidos à compressão excêntrica. Para este fim foram ensaiados pilares com armadura longitudinal contínua e pilares com emenda na armadura.

Em seu programa experimental foram ensaiados 12 pilares sob compressão excêntrica. As variáveis estudadas foram: o cobrimento numa das faces maiores do pilar e a presença ou não de grampos na composição da armadura transversal do pilar.

Os 12 pilares de concreto armado tinham 2,00 m de comprimento e a mesma seção transversal retangular de 400 mm x 165 mm (Figura 2.12). Em todos os pilares foram utilizadas as mesmas armaduras longitudinais, constituídas de dez barras com diâmetro nominal de 16 mm. As armaduras transversais foram confeccionadas com barras de diâmetro nominal igual a 5,0 mm.

Os pilares foram divididos em duas séries de seis pilares. Na série 1 utilizou-se armadura longitudinal contínua (sem emenda) e na série 2 a armadura longitudinal apresentava uma emenda por traspasse. Os pilares da

série 1 foram identificados da seguinte forma: PRC-1, PAC-1, PBC-1, PRS-1, PAS-1 e PBS-1, onde R, A e B significam pilar de referência (cobrimento da armadura longitudinal igual a 25 mm), pilar com a armadura longitudinal com cobertura igual a 5mm e pilar com a armadura longitudinal exposta até a metade de seu diâmetro, respectivamente; C indica pilar com grampos em todo o comprimento do pilar e S pilar sem grampos na zona do meio do pilar (comprimento de 1,00 m). Os seis pilares da série 2, com emenda, foram identificados da seguinte forma: PRC-2, PAC-2, PBC-2, PRS-2, PAS-2 e PBS-2, onde R, A, B, C e S têm o mesmo significado que nos pilares da série 1.



Figura 2.12 – Geometria dos pilares das séries 1 e 2 (QUINTANA, 2005).

Em seu trabalho, QUINTANA (2005) comparou a tensão de aderência média experimental  $\bar{\tau}_{mexp}$  com a resistência de aderência  $f_b$  segundo a NBR 6118: 2003 e o CEB-FIP MC90 (1993). Os resultados dessa comparação estão resumidos na Figura 2.13 e na Tabela 2.1.

A Figura 2.13 mostra a relação entre os valores  $\bar{\tau}_{mexp}/f_{ct}$  e os valores  $c/\phi$  para os pilares PBC-2, PAS-2 e PBS-2. Como estes pilares romperam por perda de aderência, a tensão de aderência  $\bar{\tau}_{mexp}$  foi considerada com sua resistência de aderência. Também mostra a relação entre os valores da resistência de aderência relativa  $f_b/f_{ct}$  e os valores  $c/\phi$  para os pilares PRC-2, PAC-2 e PRS-2, que não romperam por perda de aderência.

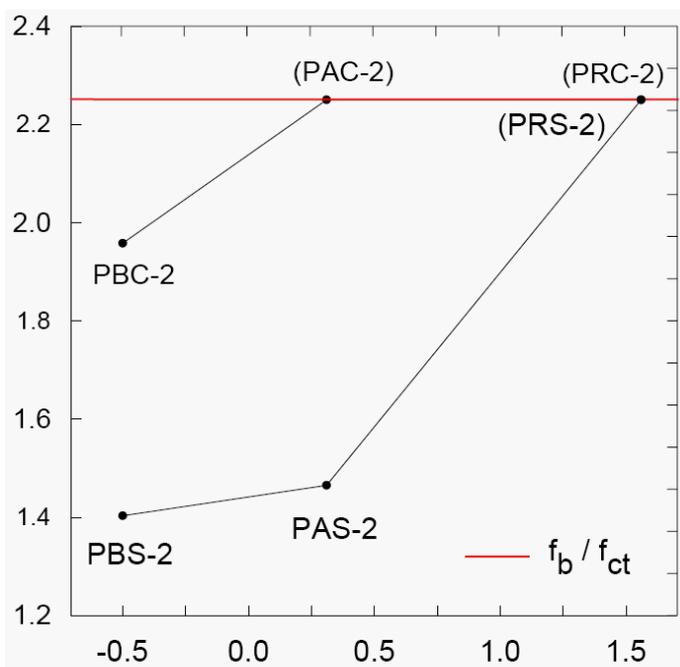


Figura 2.13 – Razões  $\bar{\tau}_{mexp}/f_{ct}$  vs.  $c/\phi$  e  $f_b/f_{ct}$  vs.  $c/\phi$  (QUINTANA, 2005).

Tabela 2.1 – Resistência de aderência segundo a NBR 6118: 2003 e o CEB-FIP MC90 (1993) e tensão de aderência média experimental (QUINTANA, 2005).

Pilar	$c$ (mm)	$c/\phi$	$f_{ct}$ (NBR e MC90) (MPa)	$f_b$ (NBR e MC90) (MPa)	$f_b/f_{ct}$	$\bar{\tau}_{mexp}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{mexp}/f_{ct}$	$\bar{\tau}_{mexp}/f_b$
PRC-2	25	1,56	2,01	4,53	2,25	2,93	1,458	0,65
PAC-2	5	0,31	2,15	4,84		3,50	1,627	0,72
PBC-2*	-8	-0,50	2,02	4,54		3,96	1,959	0,87
PRS-2	25	1,56	2,00	4,50		3,50	1,720	0,78
PAS-2*	5	0,31	2,20	4,96		3,23	1,465	0,65
PBS-2*	-8	-0,50	1,98	4,46		2,80	1,403	0,63

\* Romperam por perda de aderência.

Observou-se na Figura 2.13 e na Tabela 2.1 que, no caso dos pilares com grampos, ter o aço exposto até a metade do diâmetro da barra longitudinal (pilar PBC-2), provocou diminuição de 13% na sua resistência de aderência em relação à  $f_b/f_{ct}$ .

Observou-se que o pilar PAS-2, com  $c/\phi = 0,31$ , teve a resistência de aderência diminuída em 35% com relação a  $f_b/f_{ct}$ . Ter o aço exposto até a metade do seu diâmetro ( $c/\phi = -0,5$ ), levou a um valor da resistência de aderência do PBS- 2 38% menor que  $f_b/f_{ct}$  e 4% menor que a do PAS-2, evidenciando, mais uma vez, a importância do cobrimento e dos grampos.

Ao comparar as tensões de aderência média dos três pilares que romperam por perda de aderência (PBC-2, PAS-2 e PBS-2) com a resistência de aderência  $f_b$  calculada segundo a NBR 6118: 2003 e o CEB-FIP MC90 (1993) (Tabela 2.1), observou-se que as  $\bar{\tau}_{exp}$  são menores que  $f_b$ . É válido lembrar que no cálculo da resistência de aderência, a NBR 6118: 2003 e o CEB-FIP MC90 (1993) não levam em conta o efeito do confinamento devido ao cobrimento e à armadura transversal em elementos submetidos à compressão.

No pilar com o aço exposto até  $\phi/2$  e com grampos (PBC-2), a resistência de aderência experimental foi  $0,87f_b$ , no pilar com pouco cobrimento e sem grampos (PAS-2) foi  $0,65f_b$  e no pilar com o aço exposto até  $\phi/2$  e sem grampos (PBS-2) foi  $0,63f_b$ . Portanto, nos pilares com o aço exposto (com ou sem grampos) ou com pouco cobrimento e sem grampos, a resistência de aderência foi menor que a especificada pelas normas.

Em resumo, o trabalho mostrou a importância da tensão de ponta na transmissão de forças na emenda. Chamou a atenção sobre como a técnica normalmente empregada no reparo dos pilares onde as armaduras apresentam corrosão, que consiste na retirada parcial ou total do que restou do cobrimento para o tratamento e/ou substituição da armadura, e posterior reposição da camada de cobrimento, pode levar a ruptura do elemento por perda de aderência. Mostrou-se como não colocar os grampos suplementares pode levar a perda da estabilidade do elemento.

#### **2.5.1.2. CHOI e LEE (2002)**

CHOI e LEE (2002) sugeriram uma equação para o cálculo da resistência de aderência entre o concreto e o aço. Nessa equação consideraram a coesão entre o concreto e a barra mediante dois termos. Considerando-se que coesão diminui quando aumenta o deslizamento da barra. O outro termo leva em conta a tensão de confinamento, decorrente do concreto do cobrimento ou da armadura transversal. Essa tensão foi obtida por meio de uma análise com elementos finitos.

Os autores compararam os valores analíticos de resistência de aderência com os obtidos em ensaios realizados por CHOI *et al.* (1990) em vigas solicitadas à flexão, com cobrimentos de  $\phi$ ,  $2\phi$  e  $3\phi$ , e obtiveram uma boa concordância entre os resultados. Chegou-se à conclusão que a resistência de

aderência após a perda da adesão é diretamente proporcional ao confinamento decorrente do cobrimento.

### **2.5.1.3.**

#### **Estudos realizados por YENLICI e ÖZTURAN (2000)**

YENLICI e ÖZTURAN (2000) realizaram ensaios de arrancamento excêntrico cujo objetivo era investigar o efeito na resistência de aderência da resistência à compressão do concreto  $f_c$  (variado entre 60 e 90 MPa), do diâmetro da barra longitudinal (variado entre 12 e 26 mm), da espessura do cobrimento (variado entre 15 e 30 mm) e da quantidade de armadura transversal (0 a três estribos de 3, 4 ou 6 mm de diâmetro). Os resultados indicaram que a resistência de aderência aumenta com incremento da resistência à compressão do concreto  $f_c$ , da espessura do cobrimento e da quantidade de armadura transversal, e diminuiu com o aumento do diâmetro da barra longitudinal.

### **2.5.1.4.**

#### **Estudos realizados por ESFAHANI e RANGAN (1998)**

ESFAHANI e RANGAN (1998) testaram elementos de concreto sem armadura transversal com comprimentos de ancoragem entre 55 a 90 mm, com barras de diâmetro de  $\phi = 20$  e 24 mm, e  $f_c = 26, 50$  e 75 MPa. Esses autores observaram que a resistência de aderência média  $\tau_m$  é influenciada pela variação da relação  $c/\phi$ , sendo  $c$  a espessura do cobrimento da armadura longitudinal, e também pela resistência à compressão do concreto  $f_c$ . Os resultados dos ensaios mostraram que para um valor da relação  $c/\phi$ , a tensão  $\tau_m$  foi maior para os elementos com valores maiores de  $f_c$ . Se o valor de  $f_c$  for considerado constante, verifica-se que a tensão de aderência média aumentou quando a relação  $c/\phi$  foi incrementada.

### **2.5.1.5.**

#### **Estudos realizados por SOROUSHIAN *et al.* (1991)**

SOROUSHIAN *et al* (1991) realizaram uma investigação experimental com o objetivo de analisar os efeitos do confinamento e da resistência à compressão do concreto no comportamento da aderência local de barras nervuradas nas uniões dos elementos de concreto armado.

Na Figura 2.14 são mostradas as relações tensão de aderência *versus* deslizamento para os corpos-de-prova com diferentes espaçamentos das armaduras transversais, as quais proporcionam o confinamento do concreto nos pontos de ligação dos elementos. A ruptura dos modelos de concreto simples ocorreu de um modo frágil devido às fissuras de fendilhamento. Já a presença da armadura vertical do pilar proporcionou certa ductilidade pela restrição do crescimento da fissuração de fendilhamento, mudando o modo de ruptura para o arrancamento da barra. Entretanto, a diferença entre os modelos com armadura vertical com e sem armadura transversal foi praticamente insignificante. Como a fissuração por fendilhamento nesses corpos-de-prova ocorreu paralelamente ao plano da armadura transversal, a sua influência no comportamento da aderência tornou-se pequena, a não ser com uma pequena melhoria que pode ser atribuída à redução da fissuração cisalhante próxima da interface aço-concreto.

Os efeitos da resistência à compressão do concreto nas características locais de aderência são apresentados na Figura 2.15. A resistência de aderência, correspondente ao valor máximo da curva tensão de aderência *versus* deslizamento aumentou com o crescimento da resistência à compressão. No entanto, os outros valores característicos de tensão e deslizamento da curva foram pouco influenciados por essa variável.

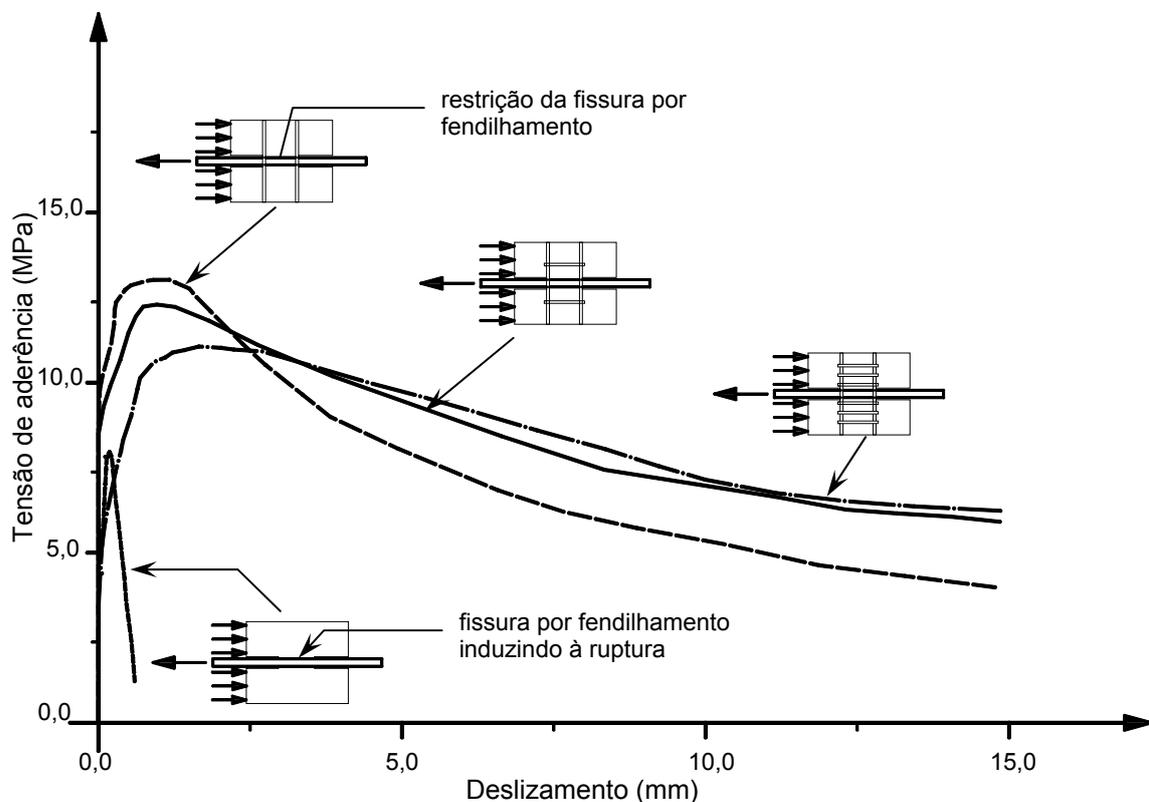


Figura 2.14 – Contribuição da armadura de confinamento na aderência vs. deslizamento de barras nervuradas (SOROUSHIAN et al, 1991).

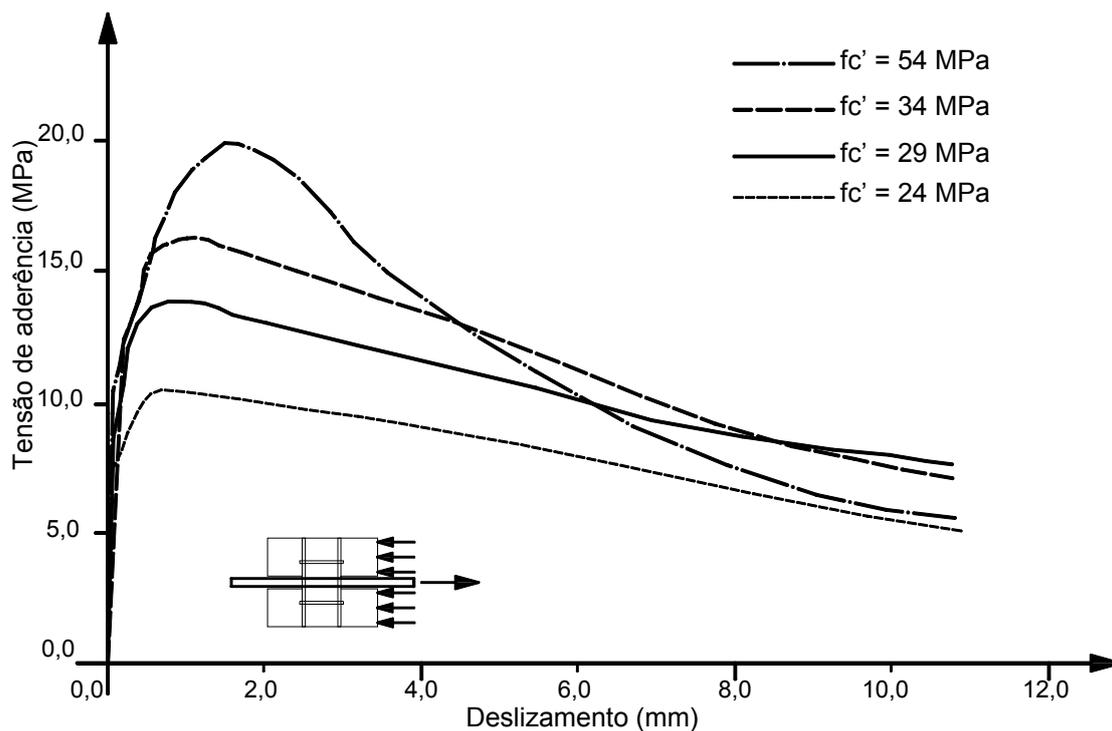


Figura 2.15 – Influência da resistência à compressão na aderência vs. deslizamento de barras nervuradas em concreto confinado (SOROUSHIAN et al, 1991).

#### 2.5.1.6.

#### Estudos realizados por PFISTER e MATTOCK (1963)

Nas emendas por traspasse das barras comprimidas o mecanismo de transferência de tensão é similar ao que ocorre no caso de emendas por traspasse de barras tracionadas. A transferência de forças é feita por bielas diagonais comprimidas de concreto, conforme ilustra a Figura 2.16, sendo que a ruptura da ligação aço-concreto ocorre geralmente devido ao incremento das tensões transversais de tração no concreto que promovem a formação de fissuras. Entretanto, quando as barras estão comprimidas, existe uma maior integridade do concreto devido à compressão longitudinal do elemento, além de uma grande parte da força de compressão ser transferida pela ponta. No estudo de PFISTER e MATTOCK (1963) foram detectadas tensões nas pontas das barras iguais a cinco vezes a resistência à compressão do concreto. As tensões atuantes no concreto na região da ponta das barras provocam o fendilhamento, fenômeno particularmente importante quando a camada de cobertura é de pequena espessura. Para evitar esse tipo de ruptura, as normas recomendam a utilização de uma armadura transversal própria para essa região.

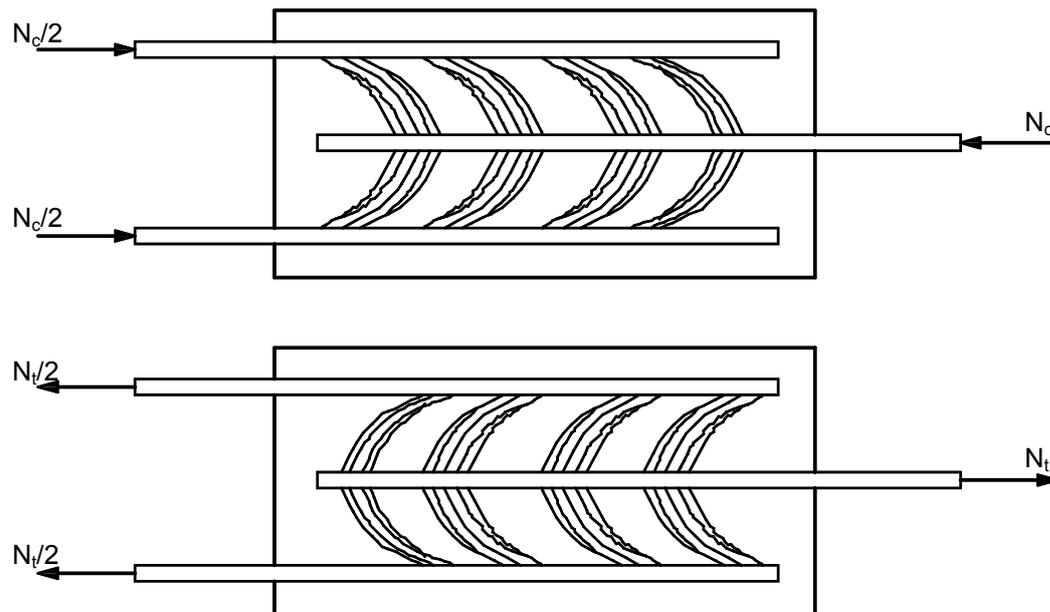


Figura 2.16 – Bielas diagonais comprimidas de concreto nas emendas comprimidas (superior) e tracionadas (inferior).

## 2.5.2. Influência das emendas por traspasse

### 2.5.2.1. Estudos realizados por HAMAD e MANSOUR (1996)

HAMAD e MANSOUR (1996) fizeram experimentos com lajes submetidas à flexão, onde a resistência à compressão do concreto variou de 19 a 24 MPa e as barras longitudinais tinham diâmetro de  $\phi = 14, 16$  e  $20$  mm. Essas lajes foram dimensionadas para atingir a ruptura por fendilhamento, com a separação das barras variando de 0 a 50% do comprimento da emenda por traspasse. Os resultados dos ensaios sugerem um valor máximo de separação entre barras de 30% do comprimento da emenda ou  $5\phi$ . Os autores notaram que, quando as barras estavam separadas de um valor menor do que  $5\phi$ , a tensão de aderência foi maior do que no caso das barras em contato.

### 2.5.2.2. Estudos realizados por SCOTT *et al.* (1989)

No estudo realizado por SCOTT *et al.* (1989) foi avaliado experimentalmente o comportamento de duas barras emendadas por traspasse. Nos ensaios foram utilizados dois comprimentos de emendas:  $l_b = 125$  mm e

250 mm. Os testes foram realizados para barras de diâmetro igual a  $\phi = 12$  mm e 20 mm e a resistência à compressão do concreto utilizado foi de  $f_c = 44$  MPa. Foi obtida a distribuição das deformações específicas longitudinais nas barras na região da emenda, e percebeu-se que a ponta da barra era responsável por grande parte da transferência de força, e que este efeito parecia ser proporcional à área da seção transversal da barra. Os valores de tensões nas pontas para as emendas com  $l_b = 125$  mm foram 70 % maiores do que os das emendas com  $l_b = 250$  mm.

### 2.5.2.3.

#### Resultados apresentados por PARK e PAULAY (1975)

PARK e PAULAY (1975) apresentam as conclusões de um estudo realizado na Universidade de Stuttgart, Alemanha. Foram ensaiados elementos de concreto com barras emendadas por traspasse em elementos sujeitos à compressão (Figura 2.17). Nesses ensaios o comprimento da emenda por traspasse variou entre 9 e 38 vezes o diâmetro da barra emendada. Os resultados dos ensaios mostraram que a ruptura das emendas ocorreu nas extremidades das mesmas, independentemente do valor do comprimento de traspasse. Além disso, o esmagamento do concreto nas extremidades das barras emendadas foi ficando cada vez mais severo à medida que o diâmetro da barra foi incrementado.

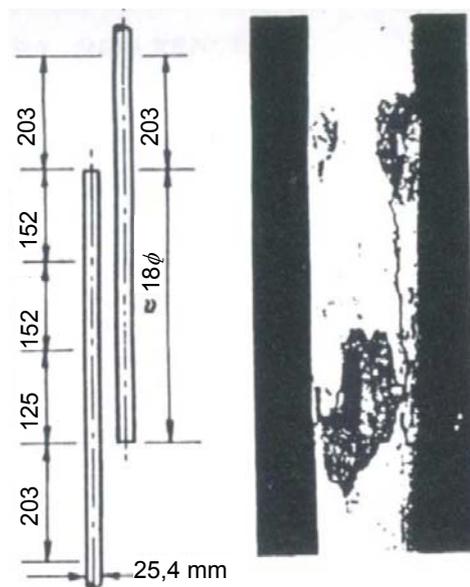


Figura 2.17 – Ruptura de uma emenda comprimida causada pela tensão nas pontas (PARK & PAULAY, 1975).

Observou-se que a presença de armadura transversal proporcionou aumento na capacidade resistente do concreto nas extremidades das barras emendadas, e que aumentar a espessura do cobrimento numa emenda de barras comprimidas produz uma melhora praticamente imperceptível.

Para o caso das emendadas por traspasse na armadura longitudinal com o diâmetro menor do que 14 mm, o estudo revelou que a ponta da barra tem pouca influência no comportamento da emenda, e a armadura transversal padrão utilizada na região fora da emenda, também é adequada para a região da emenda.

## 2.6. Comportamento da aderência ao longo da ancoragem

MAINS (1951) obteve experimentalmente as tensões normais no aço em prismas submetidos a ensaio de arrancamento e em vigas, ambos com armadura transversal. A armadura longitudinal era constituída de barras lisas ou nervuradas com 22 mm de diâmetro e resistência à compressão do concreto variando entre 24 e 28 MPa. Para obtenção das tensões normais na armadura, as barras foram cortadas longitudinalmente ao meio, e os extensômetros foram posicionados o mais perto possível do centróide da seção da barra e distribuídos longitudinalmente a cada 50 mm. Em seguida a barra era soldada. O valor médio da tensão de aderência em um intervalo entre extensômetros  $AB$  foi calculado fazendo-se a diferença entre forças na barra entre as posições de dois extensômetros adjacentes e dividindo-a pelo perímetro da barra e pelo comprimento do intervalo  $AB$ . A partir dos valores médios da tensão de cada intervalo foi obtida a distribuição da tensão de aderência na barra. Conclui-se que a tensão de aderência máxima  $\tau_{m\acute{a}x}$  foi aproximadamente duas vezes a tensão de aderência média  $\tau_m$ , sendo a razão  $\tau_{m\acute{a}x}/\tau_m$  sempre maior nas barras nervuradas, indicando que elas desenvolvem maiores tensões de aderência locais que as lisas.

Nos ensaios de arrancamento com barras lisas a tensão de aderência máxima ocorreu próximo da extremidade não carregada da barra, quando a força máxima foi alcançada. Com barras nervuradas o valor máximo se deslocou da extremidade carregada da barra para a extremidade não carregada com o incremento da força

## 2.7. Modelo analítico proposto por TASSIOS (1979)

TASSIOS (1979) sugeriu um modelo analítico para o comportamento da aderência. Esse modelo mostra vários estágios do desenvolvimento de tensões com seus respectivos deslocamentos. A Figura 2.18 mostra esses vários estágios de tensões.

Antes da tensão de aderência química  $\tau_0$  ser atingida, ocorrem deslizamentos extremamente pequenos. Com o aumento do carregamento, ocorre a ruptura da adesão, caracterizada pela tensão  $\tau_0$ , e a posterior mobilização da força de aderência mecânica, tanto entre a pasta de cimento e as irregularidades microscópicas da superfície da armadura (tratando-se de barras lisas) como entre o concreto e as nervuras, no caso de barras nervuradas. Após a tensão  $\tau_A$  surgem as primeiras fissuras internas (transversais e diagonais), devido às tensões de tração da força de arrancamento ultrapassarem a resistência à tração do concreto. A partir deste ponto a rigidez do concreto é reduzida, caracterizada por uma inclinação menor da curva.

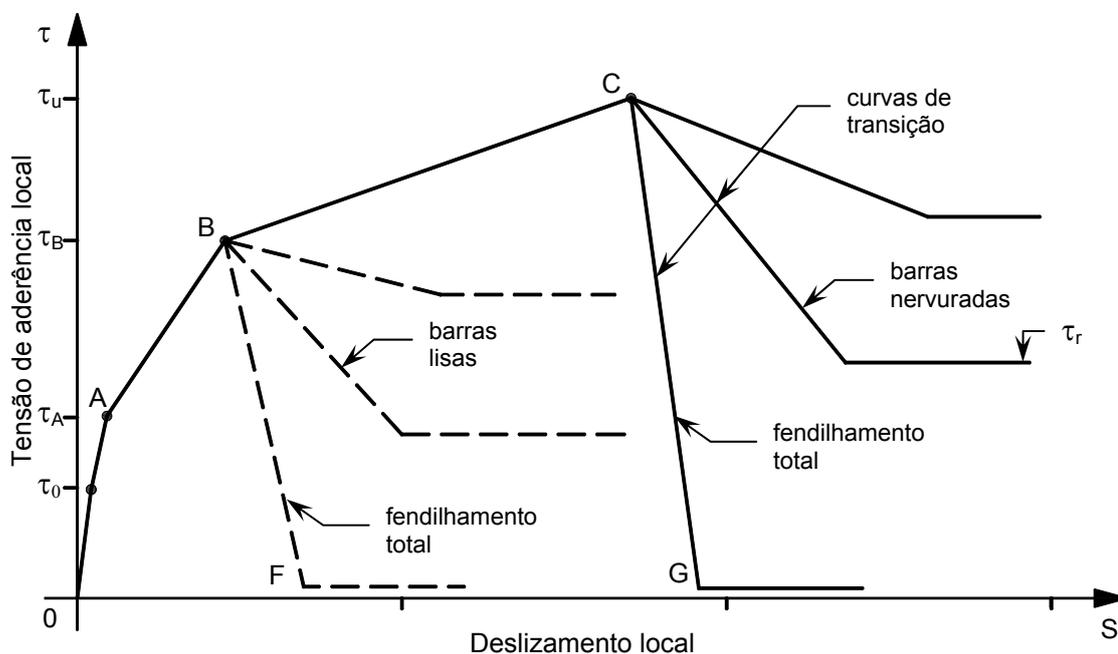


Figura 2.18 – Curva teórica tensão de aderência vs. deslizamento (TASSIOS, 1979).

Após o surgimento da primeira fissuração interna, a distribuição de tensão ao longo da interface torna-se dependente das condições de carregamento e de contorno. As tensões radiais de compressão  $\sigma_y$  e as longitudinais de tração  $\sigma_x$

surgem pela tentativa de arrancamento da barra. Devido à ação combinada de  $\tau$ ,  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  mais as possíveis tensões longitudinais e radiais externas, como a pressão de retração, são produzidas grandes tensões diagonais de tração  $\sigma_t$  que causam as fissuras diagonais transversais ao longo da armadura (Figura 2.19).

Ao mesmo tempo ou imediatamente após a fissuração transversal, as tensões de compressão  $\sigma_y$  também originam as tensões de tração circunferenciais  $\sigma_t$  que produzem as fissuras por micro-fendilhamento interno, como ilustra a Figura 2.20. No entanto, geralmente os valores  $\sigma_t$  são menores que os de  $\sigma_t$  para esse estágio de carregamento, então a fissuração transversal antecede o micro-fendilhamento.

No trecho AB (Figura 2.18), ocorre a perda parcial de acoplamento e é introduzida uma componente de atrito para contribuir com a aderência. À medida que o carregamento continua aumentando, as fissuras de fendilhamento se propagam radialmente e longitudinalmente até a tensão  $\tau_B$  ser atingida.

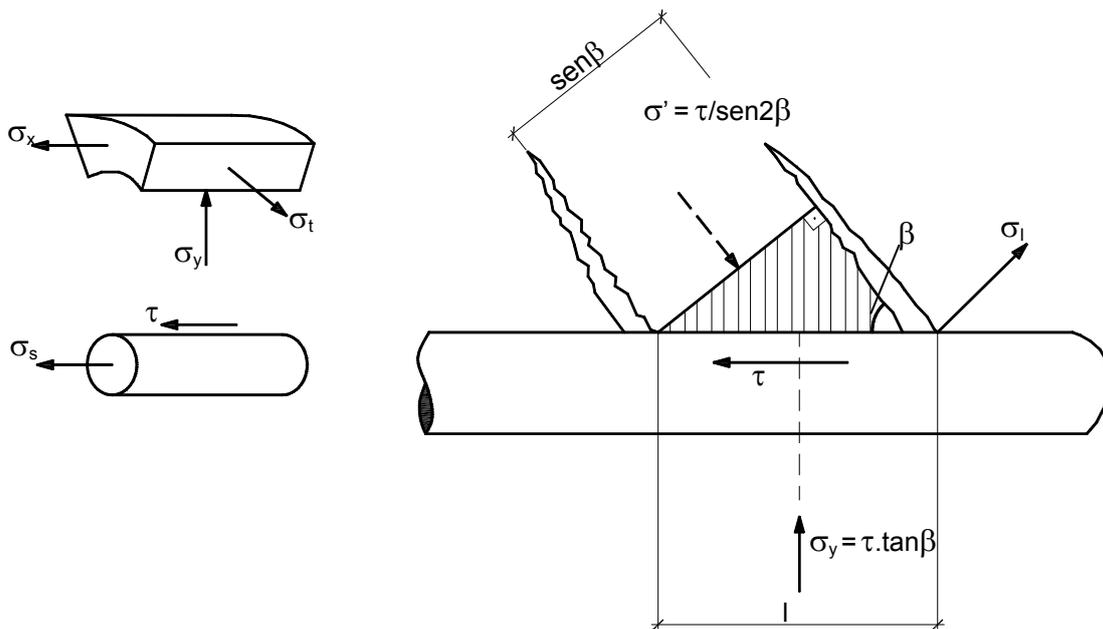


Figura 2.19 – Tensões entre fissuras transversais consecutivas (TASSIOS, 1979).

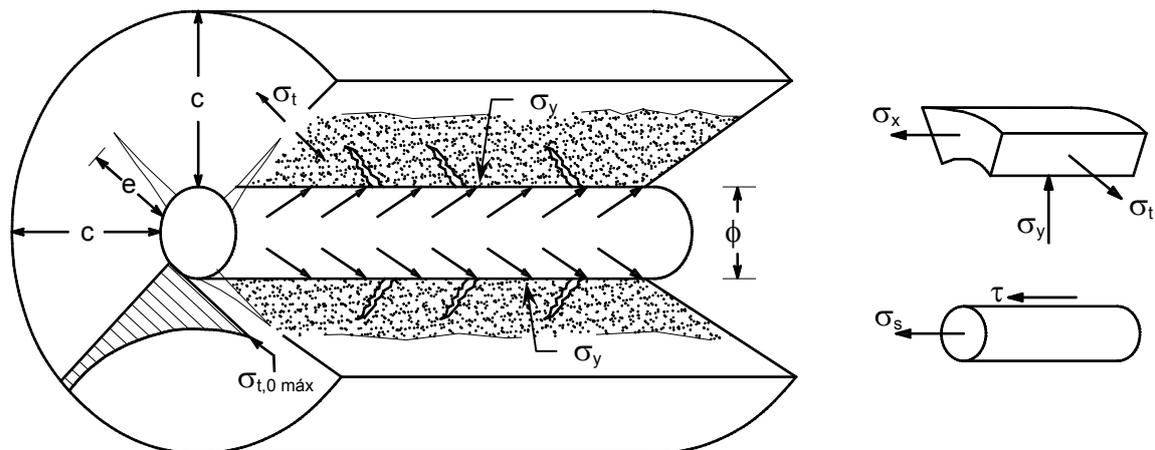


Figura 2.20 – Fissuras transversais e de fendilhamento (TASSIOS, 1979).

A partir da tensão  $\tau_B$ , as barras lisas são arrancadas, deixando um orifício quase intacto, enquanto o concreto, no caso de barras nervuradas, rompe por fendilhamento quando não há confinamento suficiente (ramo BF da curva).

A possível ruptura da aderência para barras nervuradas com ação do confinamento é ilustrada na Figura 2.21, onde se considera que o principal mecanismo remanescente de aderência seja devido ao acoplamento entre as nervuras, combinado com uma considerável destruição do concreto envolvente. A saliência de concreto existente entre as fissuras transversais consecutivas está sob a ação de uma tensão de compressão  $\sigma_c$  igual a  $2\tau_u$ , de uma pequena parcela de confinamento, reduzida devido à degradação do concreto circundante, e de uma diminuição na região de atuação das tensões cisalhantes. A degradação total da ligação é ocasionada pela ruptura dessas bielas de compressão.

Após esse estágio, para as barras nervuradas, o único mecanismo de aderência restante é o atrito, que também contribuía anteriormente. Sob as condições de ensaio de deformação controlada pode-se detectar o comportamento da aderência, após a ruptura. Após o pico do diagrama (ponto C) ocorre um decréscimo brusco da curva até certo valor, que caracteriza a resistência residual de aderência  $\tau_r$ . Entretanto, quando o fendilhamento se desenvolve ao longo de todo o cobrimento a tensão de aderência residual é quase nula.

A tentativa de identificar esse patamar de tensão residual, quando o fendilhamento não é generalizado devido à presença de uma armadura

transversal mínima, é feita na Figura 2.22. O “dente” de concreto de forma quase triangular apresenta a tendência de movimento junto com a barra. O principal mecanismo de oposição a este movimento ocorre devido ao engrenamento concreto-concreto ao longo a fissura AB (ruptura das bielas de compressão).

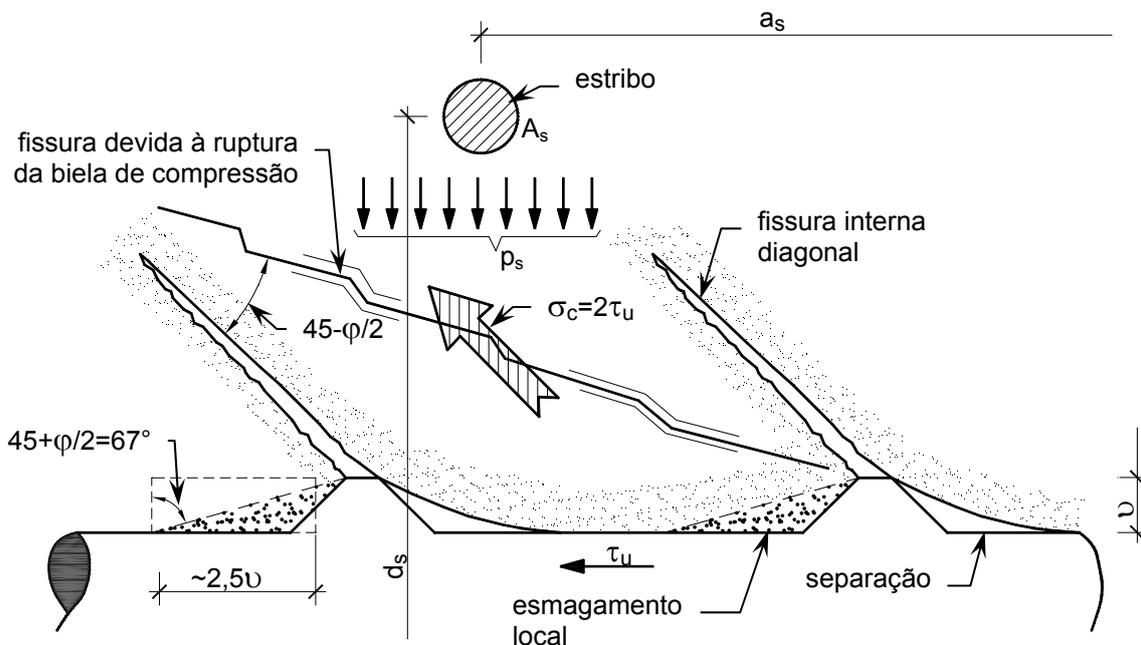


Figura 2.21 – Provável estágio de ruptura da aderência para concreto confinado e barra nervurada (TASSIOS, 1979).

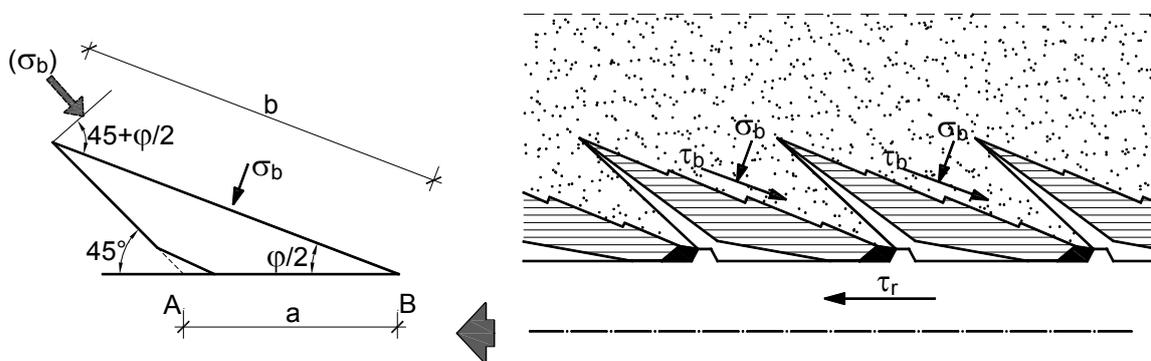


Figura 2.22 – Suposição do mecanismo da resistência de aderência residual.

## 2.8. Ensaio para a determinação da resistência de aderência

Dada a complexidade que envolve a determinação da aderência, o ensaio de arrancamento (*Pullout test*), padronizado pela RILEM/CEB/FIP (1973), tornou-se o método mais usado para avaliação da resistência de aderência aço-concreto. O modelo usado é constituído por um cubo de concreto com uma barra

de aço no centro contendo um trecho aderente ao concreto e outro sem aderência para evitar a influência do confinamento causado pela placa de apoio. O modelo usado é esquematizado na Figura 2.23.

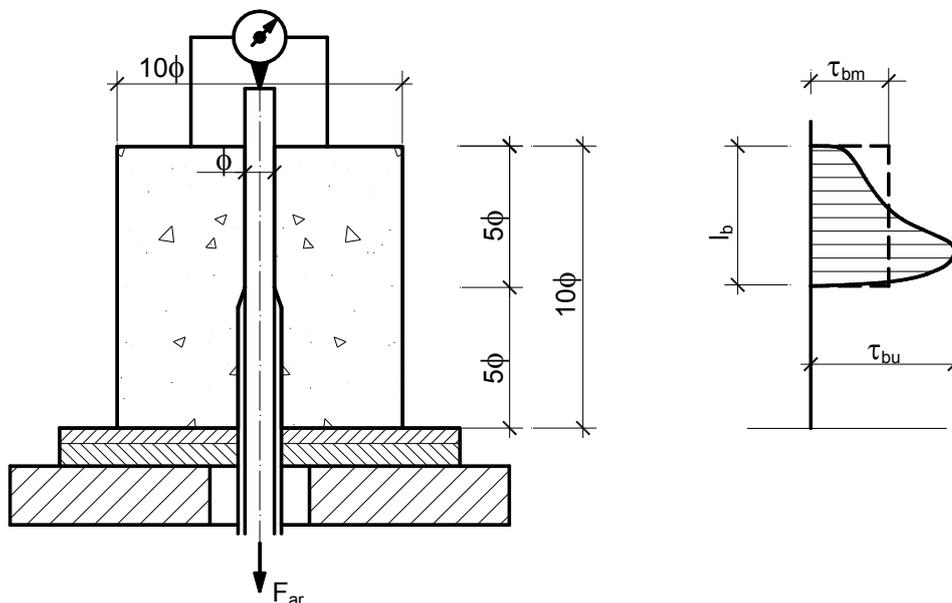


Figura 2.23 – Corpo-de-prova para o ensaio de arrancamento.

No ensaio a barra é tracionada do lado maior e o deslocamento relativo entre o aço e o concreto é medido na extremidade descarregada.

A medição da variação de tensão ao longo do comprimento de aderência é complexa, assim os resultados dos ensaios de arrancamento são dados geralmente por meio de valores médios:

$$\tau_{bm} = \frac{f_{ar}}{ul_b} \quad (2.1)$$

O valor de cálculo da resistência de aderência  $\tau_{1R}$  é definido como a tensão de aderência para a qual ocorre um deslocamento da extremidade livre da barra de 0,10 mm em relação ao concreto. Portanto, com a força  $F_{ar}$  correspondente tem-se:

$$\tau_{1R} = \frac{f_{ar}(s=0,1mm)}{ul_b} \quad (2.2)$$

A resistência de aderência efetiva  $\tau_{bu}$  se deve principalmente à parcela de aderência mecânica, atingindo-se até o dobro do valor dado pela expressão 2.2, sendo que os deslocamentos atingem 1,0 mm. Por questões de segurança,

como há uma grande dispersão dos valores de aderência, recomenda-se para o dimensionamento um valor conservador em relação a  $\tau_{bu}$ .

## 2.9.

### Determinação da resistência de aderência de cálculo

Para a determinação da resistência de aderência de cálculo  $f_{ctd}$ , assim como o CEB-FIP MC90 (1993), a NBR 6118: 2003 adota uma expressão que representa a média da resistência uma vez que sua variação não é uniformemente distribuída ao longo da barra. De acordo com a NBR 6118 a resistência de aderência de cálculo entre armadura e o concreto na ancoragem de armaduras passivas é obtida pela seguinte expressão:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (2.3)$$

sendo

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c ;$$

$$\eta_1 = 1,0 \text{ para as barras lisas;}$$

$$\eta_1 = 1,4 \text{ para barras entalhadas;}$$

$$\eta_1 = 2,25 \text{ para barras nervuradas;}$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ para situações de boa aderência;}$$

$$\eta_2 = 0,7 \text{ para situações de má aderência;}$$

$$\eta_3 = 1,0 \text{ para } \phi \leq 32 \text{ mm;}$$

$$\eta_3 = 132 - \phi / 100 \text{ para } \phi > 32 \text{ mm;}$$

onde  $\phi$  é o diâmetro da barra em mm.

Nota-se que a resistência de aderência de cálculo depende diretamente da conformação superficial da barra, da localização da barra no elemento estrutural, considerando-se as zonas de boa ou má aderência, do diâmetro das barras e da resistência à tração de cálculo do concreto  $f_{ctd}$ .

Os fatores relativos aos coeficientes de conformação superficial são determinados segundo as prescrições da NBR 7477: 1982, que por meio dos ensaios de tração simétrica (tirantes), estabelecem os valores de conformação superficial mínimo para cada categoria de aço, obedecendo-se às recomendações da NBR 7480: 1996.

Segundo a NBR 6118: 2003 consideram-se em boa situação quanto à aderência os trechos das barras que estejam em uma das posições seguintes:

- a) com inclinação maior que 45° em relação a horizontal;
- b) para o caso de barra horizontal ou com inclinação menor que 45° com a horizontal, desde que localizadas no máximo a 30 cm acima da face inferior da peça ou junta de concretagem mais próxima;
- c) quando a peça tiver altura máxima de 30 cm;
- d) quando a altura da peça for menor do que 60 cm, a região que dista 30 cm a partir da face inferior;
- e) exceto nos 30 cm superiores de peças com espessura maior que 60 cm;
- f) nos casos de lajes e vigas concretadas simultaneamente, a parte inferior pode estar em uma região de boa aderência e a superior em região de má e a laje, se tiver espessura menor do que 30 cm estará em uma região de boa aderência.

A classificação dos elementos em zonas de aderência se deve ao fenômeno da exsudação que ocorre mesmo em concretos bem compactados. Observa-se que há um acréscimo de 43% no comprimento de ancoragem de barras posicionadas em zonas consideradas de má aderência.

De acordo com a NBR 6118: 2003 a resistência à tração indireta  $f_{ct,sp}$  e a resistência à tração na flexão  $f_{ct,f}$  devem ser obtidas em ensaios realizados segundo a NBR 7222 e a NBR 12142, respectivamente.

A resistência à tração direta  $f_{ct}$  pode ser considerada igual a  $0,9f_{ct,sp}$  ou  $0,7f_{ct,f}$  ou, na falta de ensaios para obtenção de  $f_{ct,sp}$  e  $f_{ct,f}$ , pode ser avaliado o seu valor médio ou característico por meio das equações seguintes:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (2.4)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (2.5)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad (2.6)$$

onde

$f_{ct,m}$  e  $f_{ck}$  são expressos em MPa.

Sendo  $f_{ckj} \geq 7$  MPa, estas expressões podem também ser usadas para idades diferentes de 28 dias.