

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**EMENDA POR TRASPASSE DE BARRAS DE NÚCLEO
OCTOGONAL EM VIGAS À FLEXÃO**

Marcos Sartori

Campinas
2003

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**EMENDA POR TRASPASSE DE BARRAS DE NÚCLEO
OCTOGONAL EM VIGAS à flexão**

Marcos Sartori

Orientador: Prof. Dr. Vitor Antonio Ducatti

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Edificações.

Campinas, SP

2003

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**EMENDA POR TRASPASSE DE BARRAS DE NÚCLEO
OCTOGONAL EM VIGAS À FLEXÃO**

Marcos Sartori

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Vitor Antonio Ducatti
Presidente e Orientador / UNICAMP

Prof. Dr. Newton Oliveira Pinto Junior
UNICAMP

Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro
EESC / USP

Campinas, 25 de fevereiro de 2003.

Dedico esta dissertação à minha querida esposa Djane e aos meus pais, que sempre estiveram me dando forças e incentivo para a busca do conhecimento.

AGRADECIMENTOS

À Deus, que sempre esteve presente, principalmente na passagem pelas “pedras encontradas ao longo do caminho”.

Ao Prof. Dr. Vitor Antonio Ducatti, pela orientação, dedicação, colaboração e paciência na realização deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Newton Oliveira Pinto Junior pelo empenho na aquisição do aço, gentilmente cedido para a realização dos ensaios pela Companhia Siderúrgica BELGO Mineira.

À MANETONI nas pessoas do Engº André Luis Olivieri e Engº Francisco José D’Abronzo, pela confecção da armadura das vigas e à Marcenaria ART’ MÓVEIS, na pessoa do Sr. José Eduardo Canella, que gentil e graciosamente forneceu as formas de madeira para a moldagem das vigas.

Aos amigos e “cumpadres” Marco A. Carnio e Marcelo Zambon, pela convivência e colaboração para o enriquecimento de meu desenvolvimento profissional e pessoal.

Aos colegas Marcos Funchal e Flávio Lintz, pela ajuda prestada.

Aos funcionários da Unicamp, de modo especial aos técnicos do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção, pela colaboração na execução dos ensaios.

Aos meus familiares e amigos, sempre compreensivos e pacientes nas minhas ausências.

SUMÁRIO

	página
LISTA DE SÍMBOLOS.....	viii
RESUMO.....	xii
1 INTRODUÇÃO.....	01
2 OBJETIVOS.....	03
2.1 Objetivo Geral.....	03
2.2 Objetivos Específicos.....	03
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	04
3.1 Efeito das Nervuras das Barras.....	04
3.2 Efeito da Posição da Barra.....	12
3.3 Efeito do Revestimento com Epóxi.....	14
3.4 Efeito da Resistência do Concreto.....	17
3.5 Efeito do Confinamento da Armadura na Emenda.....	19
3.5.1 Confinamento pelo Cobrimento de Concreto.....	19
3.5.2 Confinamento pela Armadura Transversal.....	20
3.6 Conformação Geométrica do Aço.....	22
3.7 Evolução das Equações de Cálculo.....	22
3.8 Normalizações em Uso.....	30
3.8.1 Emenda por Traspasse segundo a ACI 318 (1999).....	30
3.8.2 Emendas por Traspasse segundo o CEB-FIP (1990).....	33
3.8.3 Emenda por Traspasse segundo a NB1 (ABNT, 2001).....	38
4 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	40
4.1 Concreto.....	41
4.1.1 Dosagem.....	41
4.1.2 Agregados.....	42

4.1.3	Cimento.....	43
4.1.4	Aditivos.....	43
4.1.5	Sílica Ativa.....	44
4.1.6	Ensaio de Caracterização do Concreto.....	45
4.2	Aço.....	46
4.3	Descrição das Vigas Ensaaiadas.....	46
4.4	Esquema Estático do Ensaio.....	49
4.5	Procedimentos de Ensaio.....	50
4.6	Comparação das Equações.....	52
5	RESULTADOS.....	55
5.1	Propriedades Mecânicas do Concreto.....	55
5.2	Propriedades do Aço.....	58
5.3	Cargas de Ruptura.....	60
5.4	Momento x Curvatura das Vigas.....	61
6	DISCUSSÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	69
6.1	Análise da Fissuração das Vigas.....	70
6.2	Análise do Momento x Curvatura das Vigas.....	74
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	77
	ANEXO.....	80
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	87
	ABSTRACT.....	97

LISTA DE SÍMBOLOS

a) Letras Minúsculas

a	= Segundo REHM, é a altura das nervuras Distancia livre entre as barras na seção da emenda
b	= Largura da seção
c	= Distância livre entre as nervuras
f_{bd}	Tensão de aderência de cálculo da armadura passiva, segundo NB 1(ABNT, 2001)
f_{ct}	= Resistência do concreto à tração direta
f_{ctd}	= Resistência de cálculo do concreto à tração, segundo CEB/FIP (1990)
$f_{ctk,inf}$	= Resistência característica inferior à tração do concreto
f_{cm}	= Resistência média do concreto à compressão
f_{ctm}	= Resistência média do concreto à tração direta
f_{ck}	= Resistência característica à compressão do concreto
f_R	= Área relativa de nervuras
f_{st}	= Tensão de ruptura do aço à tração
f_y	= Tensão de escoamento do aço
f_{yd}	= Resistência ao escoamento do aço de armadura passiva, valor de cálculo
f_{yt}	= Tensão de escoamento da armadura transversal
h	= Altura da seção
h_m	= Altura média das nervuras
h_1, h_2, h_3	= Altura das nervuras

λ_b	= Comprimento de ancoragem básico
$\lambda_{b, nec}$	= Comprimento de ancoragem necessário
λ_s	= Comprimento de emenda por traspasse
$\lambda_{s, min}$	= Comprimento de emenda por traspasse mínimo
lb	= Libra
lbf	= Libra força
n	= Número de barras emendadas ou ancoradas no plano de fendilhamento
n_t	= Numero de estribos na região da emenda
n	= Fator de equivalência
p	= Pressão transversal
s	= Espaçamento médio entre os estribos da armadura transversal
t_d	= Contribuição do diâmetro da armadura transversal na resistência de aderência
tf	= Tonelada força
t_r	= Contribuição da área relativa de nervuras na resistência de aderência

b) Letras Maiúsculas

A_b	=	Área da barra longitudinal
A_s	=	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
$A_{s, cal}$	=	Área da seção transversal da armadura longitudinal calculada para resistir ao esforço solicitante
$A_{s, ef}$	=	Área da seção transversal da armadura longitudinal existente
A_{st}	=	Área da seção da armadura transversal na região da emenda
$A_{st, min}$	=	Área da seção da armadura transversal mínima
$A_{s, nec}$	=	Área da seção transversal da armadura longitudinal necessária
A_{tr}	=	Área da armadura transversal
C	=	Cobrimento do concreto (menor valor entre C_b e C_s)
C_b	=	Cobrimento inferior
C_m	=	Cobrimento mínimo
C_M	=	Cobrimento máximo
C_s	=	Valor mínimo entre o cobrimento lateral e inferior
C_{si}	=	Metade da distância livre entre as barras
C_{so}	=	Cobrimento lateral
E_{sec}	=	Módulo de elasticidade secante do concreto
E_s	=	Módulo de elasticidade do aço
F_m	=	Superfície lateral do cilindro de concreto após as nervuras
F_R	=	Superfície das nervuras
F_s	=	Força de tração na barra
K	=	Coeficiente para armadura transversal e longitudinal
K_{tr}	=	Fator que representa a armadura transversal
M	=	Momento fletor
P_u	=	Carga de ruptura prevista de cálculo
T_b	=	Força de aderência
Z	=	Eixo da barra de aço

c) Letras Gregas

α	=	Coeficiente que considera a posição da armadura durante a concretagem
	=	Ângulo de inclinação da nervura segundo FUSCO (1994)
α_1	=	Coeficiente que considera a forma de ancoragem
α_2	=	Coeficiente que considera a influência de uma ou mais barras transversais ao longo do comprimento de ancoragem
α_3	=	Coeficiente que considera o efeito do confinamento pelo cobrimento
α_4	=	Coeficiente que considera o efeito do confinamento pela armadura transversal
α_5	=	Coeficiente que considera o efeito da pressão ao plano de fendilhamento
α_6	=	Coeficiente em função da porcentagem de barras emendadas na mesma seção
β	=	Coeficiente que considera o revestimento da armadura.
	=	Inclinação do ângulo de aplicação da força de aderência entre o concreto e o aço
γ	=	Coeficiente em função do diâmetro da armadura emendada
γ_c	=	Coeficiente de ponderação da resistência do concreto
\tilde{Q}	=	Encurtamento do concreto na fibra mais comprimida
\tilde{Q}_s	=	Alongamento do aço da armadura principal de flexão
λ	=	Constante em função do peso do agregado utilizado para o concreto
	=	Constante em função do diâmetro da armadura emendada
ϕ	=	Diâmetro da armadura longitudinal
ϕ_d	=	Fator de redução de resistência de aderência
ϕ_s	=	Diâmetro da armadura transversal
\acute{O}_c	=	Tensão de compressão no concreto
\acute{O}_s	=	Tensão de tração no aço
τ_b	=	Tensão média de aderência
τ_u	=	Tensão última de aderência
η_1, η_2, η_3	=	Coeficientes para cálculo da tensão de aderência

RESUMO

SARTORI, Marcos. *Emenda por traspasse de barras de núcleo octogonal em vigas à flexão*. 2003, 97p. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP.

Nesta dissertação se trata do dimensionamento do comprimento de emenda por traspasse da armadura longitudinal, tracionada, de vigas de concreto armado submetidas à flexão. Primeiramente é apresentada uma revisão da literatura no assunto, abrangendo os últimos vinte e cinco anos, retratando a evolução das equações de dimensionamento do comprimento de transferência no concreto armado com o aparecimento de novos materiais, principalmente o aço de núcleo octogonal, o concreto de alta resistência e, ainda, a influência dos vários parâmetros que afetam estas equações. A parte experimental da pesquisa consiste no ensaio de flexão de dez vigas subarmadas de concreto de média e de alta resistência. Nessas vigas empregaram-se dois tipos de armadura: a convencional, de núcleo circular, e a de núcleo octogonal. A finalidade do estudo é comparar o desempenho das emendas feitas com esses dois tipos de armadura e também considerar o efeito conjunto da resistência e do cobrimento do concreto no confinamento das emendas. Constatou-se um desempenho satisfatório e semelhante para emendas feitas com os dois tipos de aço. Os resultados dos ensaios não confirmaram os valores previstos pelas equações das normas internacionais comparadas.

Palavras-chave: emenda por traspasse, ancoragem, aço octogonal, concreto armado, concreto de alta resistência.

1 INTRODUÇÃO

Este estudo relaciona-se à linha de pesquisa de aderência aço-concreto sob o aspecto do desempenho das armaduras e da fissuração dos concretos nos fenômenos de transferência dos esforços (ancoragem, emenda por traspasse, armadura de costura, etc).

A necessidade de se emendar armaduras em peças de concreto armado é muito freqüente na indústria da construção em todo o mundo. As emendas são mais necessárias quando da utilização de peças com dimensões muito grandes, para aproveitamento de aço quando as moldagens são executadas “in loco” e, principalmente, para ligação entre fases distintas de execução de uma estrutura.

As formas de emenda de armadura mais utilizadas na construção civil são: emendas por traspasse, com solda e através de barras rosqueadas, entre outras. A emenda por traspasse tem grande importância devido à sua facilidade de execução e baixo custo. Esta poderá dar-se de duas formas: justapostas ou sobrepostas, dependendo das dimensões da peça estrutural que está sendo emendada. Na emenda justaposta uma barra é colocada ao lado da outra e é utilizada quando há uma distância entre as barras suficiente para garantir a transferência de esforços entre elas. Na emenda sobreposta coloca-se uma barra sobre a outra quando o espaçamento entre as barras não é suficiente para a transferência dos esforços ou até mesmo devido à dificuldade de execução em peças muito estreitas.

Os motivos que justificam a realização desta pesquisa são:

- a) a carência de resultados experimentais de ensaios feitos com materiais nacionais;
- b) a economia na emenda por traspasse das barras de armadura longitudinais, pois nem sempre é possível se contar com a tecnologia de soldagem no canteiro de obras;
- c) o aparecimento e o emprego cada vez mais freqüente de concretos de alta resistência;
- d) o emprego das barras de armadura de núcleo octogonal, conforme mostrado na figura 1.1;
- e) a obtenção de dados que fundamentem a determinação de novas equações empíricas de dimensionamento dos esforços de transferência no concreto armado; e,
- f) a obtenção de dados que consolidem ou modifiquem as especificações pertinentes das normas nacionais e internacionais do concreto armado.



Aço circular (superior) e octogonal (inferior)



Aço octogonal (esquerda) e circular (direita)

FIGURA 1.1: Aços usados nos ensaios.

2 OBJETIVOS

Os objetivos deste trabalho dividem-se em objetivo geral e objetivos específicos.

2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral é avaliar se as equações matemáticas que são utilizadas para dimensionamento das emendas por traspasse em vigas de concreto armado de aço circular são válidas também para a barra de aço octogonal.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos consistem em avaliar a emenda por traspasse das barras de aço em vigas de concreto armado, levando-se em conta a variação:

- a) da resistência do concreto;
- b) da conformação superficial da armadura empregada, circular ou octogonal; e,
- c) do cobrimento da armadura.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Muitos pesquisadores desenvolveram pesquisas e experimentos sobre o tema do presente trabalho, no decorrer do tempo. Após uma variedade grande de métodos e formulações propostas e com um trabalho já desenvolvido é que se passa a analisá-lo e a comprová-lo devido às inovações tecnológicas na indústria da construção civil. Dentre os pesquisadores que contribuíram no desenvolvimento das equações que determinam o comprimento de emenda por traspasse destacam com pioneirismo os trabalhos realizados por ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977) e, posteriormente, DARWIN et alii em 1992, 1996 e 2000. O desenvolvimento de pesquisas e ensaios em vigas por esses pesquisadores serviram de base para as recomendações de normas americanas e européias. Além desses, outros estudos contribuíram para o desenvolvimento de formulações e equacionamentos vigentes em nossas normas. Serão citados a seguir trabalhos e pesquisas sobre as emendas por traspasse em vigas de concreto armado.

3.1 Efeito das Nervuras das Barras

Um dos estudos mais antigos sobre a aderência de barras de armadura lisas e nervuradas foi feito por ABRAMS (1913). Tanto corpos-de-prova de arrancamento como de vigas foram ensaiados. Os resultados de ensaios mostraram que as barras nervuradas produziam maior resistência de aderência do que as barras lisas. ABRAMS descobriu que, em ensaios de arrancamento de barras lisas, a resistência alcançou seu valor máximo para um deslizamento da extremidade carregada da barra igual a 0,25mm. O desempenho carga - deslizamento das barras lisas foi o mesmo para as barras nervuradas até a máxima resistência de aderência. Conforme o

deslizamento continuava, as saliências das barras nervuradas forneciam um incremento adicional à resistência de aderência pelo apoio direto das projeções das nervuras no concreto adjacente. ABRAMS observou que a relação da área de apoio das projeções (área projetada medida perpendicular ao eixo da barra) para a área superficial (área superficial integral) da barra no mesmo comprimento poderia ser usado como critério para avaliação da resistência de aderência das barras deformadas. Para aumentar a resistência de aderência, ele recomendou que a relação não fosse menor que 0,2, resultando em menores espaçamentos entre as nervuras do que as usadas em barras nervuradas comerciais daquele tempo.

Mais ou menos trinta anos mais tarde, CLARK (1946, 1949) investigou 17 modelos comerciais de laminação usando ensaios de arrancamento e de vigas. O desempenho da aderência para cada modelo de nervura foi avaliado baseado na tensão de aderência para valores predeterminados de deslizamento. Baseado nas investigações de Clark, requisitos para os padrões de nervuras foram introduzidos pela primeira vez na Tentativa de Especificação ASTM A 305-47T (1947) que foi depois modificada para ASTM A 305-49 (1949). As exigências incluíam um espaçamento médio mínimo entre as saliências igual a 70% do diâmetro nominal da barra e uma altura mínima das deformações igual a 4,5% do diâmetro para barras com diâmetro nominal de 5/8 da polegada (16 mm) ou menor e 5% para barras mais grossas. Até hoje, estas exigências permanecem inalteradas nas especificações da ASTM para barras de armadura (ASTM A 615/A 615M-95b, ASTM A 616/A 616M-95b, ASTM A 617/ A 617M-95b, ASTM A 706/A 706M-95b, ASTM A 722-90).

Além dos critérios da especificação, Clark descobriu que o desempenho na aderência foi melhorado para barras com relações mais baixas entre a área de cisalhamento (perímetro da barra vezes à distância de centro a centro das nervuras) e a área de apoio (área da nervura projetada normalmente ao eixo da barra). O inverso desta relação, a área relativa de nervura, f_R , é usada muito freqüentemente hoje em dia para descrever a geometria da nervura. Clark recomendou que a razão entre a área de cisalhamento e a área de apoio fosse limitada a um máximo de 10, se possível, 5 ou 6, o que, por sua vez, torna um valor mínimo de f_R igual a 0,1 com valores

desejáveis de 0,2 ou 0,17 [não tão diferente das recomendações de ABRAMS (1913)]. Estas últimas recomendações não foram incluídas nos requisitos da ASTM, tal que valores típicos da área relativa de nervura das barras correntemente usadas nos Estados Unidos variam entre 0,057 e 0,087 (CHOI, HADJE-GAFARI, DARWIN, McCABE 1991).

REHM (1957, 1961) relatou que um dos dois modos de ruptura, fendilhamento ou arrancamento, pode ocorrer quando uma barra da armadura desliza em relação ao concreto. Se a relação da distância entre as nervuras e a altura das mesmas for maior que 10 e o ângulo da face da nervura (o ângulo entre a face da nervura e o eixo longitudinal da barra) for maior que 40°, o concreto em frente às nervuras é esmagado, formando cunhas e em seguida induz tensões de tração perpendiculares ao eixo da barra, o que resulta em fissuração transversal e fendilhamento do concreto circundante. Se as nervuras têm uma relação entre o espaçamento e a altura menor que 7, com um ângulo de face de nervura maior que 40°, o concreto em frente às nervuras é esmagado gradualmente, resultando na ruptura por arrancamento. Portanto, a aderência das barras depende da altura das nervuras a e da distância entre elas c . REHM descreveu que a superfície nervurada relativa é a relação entre a superfície das nervuras F_R , que é igual à área de contato dos consolos de concreto sobre a nervura, e a superfície lateral do cilindro de concreto, F_m , a ser “cortado”. A figura 3.1 mostra mais claramente as variáveis para o cálculo da área relativa de nervuras f_R que é dado pela equação 3.1.

$$f_R = \frac{F_R}{F_m} \approx \frac{a}{c} \quad (3.1)$$

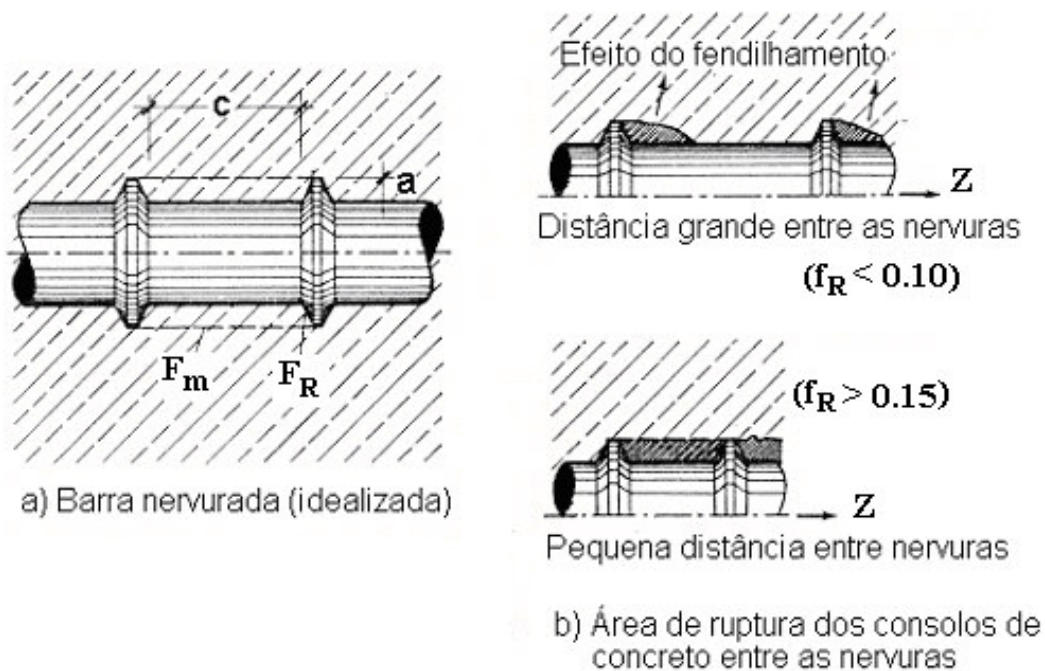


FIGURA 3.1: Características geométricas das barras nervuradas.

Fonte: REHM (1969).

LUTZ e GERGELY (1967) descobriram que, para uma barra nervurada com ângulo de face maior que 40° , o deslizamento ocorre por esmagamento progressivo, produzindo uma região de concreto esmagado com um ângulo de face de 30° a 40° , que atuam como uma cunha. Lutz et al. também mostraram que nenhum esmagamento do concreto ocorre se o ângulo da face da nervura for menor que 30° . Estas observações foram confirmadas por SKOROBOGATOV e EDWARDS (1979). Baseados em ensaios usando barras com ângulos de face de $48,5^\circ$ e $57,8^\circ$, Skorobogatov et al demonstraram que estas diferenças no ângulo da face não afetam a resistência de aderência porque o grande ângulo de face é suavizado pelo depósito do concreto esmagado em frente às nervuras.

GOTO, em 1971, determinou experimentalmente que a inclinação do ângulo de aplicação da força (β) pode variar de 45° a 80° dependendo da orientação das nervuras das barras,

enquanto BARBOSA (2000) chegou à ângulos de 45 à 54°. Pela equação da resistência do concreto na força de escorregamento, uma relação entre as propriedades dos materiais e geométricas da seção da emenda pode ser determinada. Com este conceito FERGUSON e BRICENO, em 1969, desenvolveram equações assumindo $\beta = 45^\circ$. A figura 3.2 mostra as forças internas na região da ancoragem das barras. Onde ΔT é o incremento de força na barra e τ é a tensão de aderência.

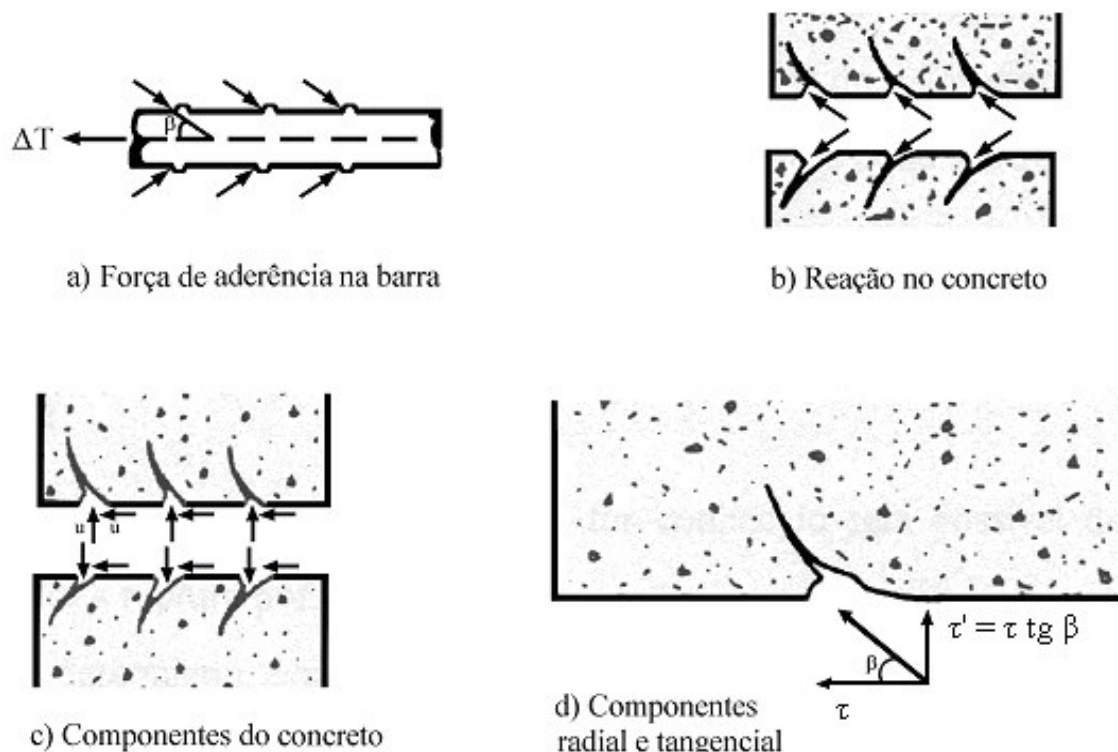


FIGURA 3.2: Esforços na região de ancoragem das barras de aço.

Fonte: ORANGUN, JIRSA E BREEN (1977).

Isto foi modificado depois por FERGUSON e KRISHNASWSMY em 1971, assumindo que a força de escorregamento está relacionada pela força na barra mas, não pode ser igual a 45°, ou seja, β não pode ser maior que 45°.

LOSBERG e OLSSON (1979) ensaiaram três modelos comerciais de barras laminadas usadas na Suécia, bem como algumas barras usinadas com diferentes valores de altura e espaço entre nervuras. Eles descobriram que as forças de aderência produzidas pelos três modelos foram obviamente diferentes nos ensaios de arrancamento nos quais a ruptura por arrancamento governou. Entretanto, se a ruptura por fendilhamento governava, como nos ensaios de extremidade de viga e de arrancamento, havia pouca diferença na força de aderência usando os três modelos de nervura. Losberg et al concluíram que ensaios de arrancamento não são adequados para estudar o desempenho da aderência, uma vez que o estado de tensão num ensaio de arrancamento resultante de um confinamento adicional fornecido ao concreto não representa o estado de tensão nas estruturas reais. Na maioria das aplicações estruturais, um fendilhamento é mais comum, enquanto que em ensaios de arrancamento, uma ruptura por fendilhamento normalmente não ocorre. Seus resultados de ensaios também mostraram que a força de fendilhamento não é dependente do espaçamento entre as nervuras e que nervuras transversais (nervuras orientadas perpendicularmente ao eixo longitudinal das barras) fornecem força de fendilhamento levemente superior àquela resultante de barras com nervuras inclinadas.

SORENTZ e HOLZENBEIN (1971) estudaram o efeito dos parâmetros do modelo de nervura, incluindo a altura da nervura e o espaçamento entre elas, inclinação das nervuras, e a forma da seção transversal das nervuras. Três barras foram usinadas com diferente altura e espaço entre nervuras, mas com a mesma área de consolo de nervura por comprimento da barra. Soretz et al descobriram que, para os três modelos, as forças de aderência não mostravam diferenças significativas até 1mm de deslizamento. Entretanto, quando o deslizamento era maior que 1mm, a força de aderência para a barra com a menor altura de nervura foi mais ou menos 20% menor do que os outros dois modelos. Eles recomendaram uma combinação de uma altura mínima da nervura de 3% do diâmetro da barra, com um espaçamento entre nervura, de 30% do diâmetro da barra, como geometria ótima para barras nervuradas para limitar o efeito de fendilhamento e aumentar a resistência de aderência.

Em 1979, SORETZ e HOLZENBEIN definiram a área relativa de nervuras representada então por f_R como a relação da área projetada da nervura normal à barra pela multiplicação do perímetro nominal da barra com o espaçamento de centro a centro das nervuras.

DARWIN e GRAHAM (1993) realizaram 156 ensaios com corpos de prova do tipo extremidade de viga, para estudar o efeito do modelo da nervura na resistência de aderência. Os principais parâmetros no estudo foram a altura das nervuras, a distância entre elas, a área relativa de nervura, o grau de confinamento pelo cobrimento de concreto e pela armadura transversal. Barras de 1 polegada de diâmetro (25mm) especialmente usinadas foram usadas neste estudo, juntamente com barras convencionais para comparação. As barras usinadas tinham 3 alturas diferentes de nervura, 1,27; 1,91 e 2,54mm, com distâncias de centro a centro das nervuras variando de 6,68 a 55,9mm, produzindo áreas relativas de nervura de 0,20, 0,10 e 0,05. Darwin et al concluíram que a resistência de aderência é independente do modelo de nervura se a barra está sob confinamento relativamente baixo (pequeno cobrimento de concreto e sem armadura transversal) e é governada pela ruptura por fendilhamento do concreto. Entretanto, se o confinamento adicional é fornecido por armadura transversal, a resistência de aderência aumenta com o aumento na área relativa de nervura. Eles constataram que a relação força-deslizamento das barras está relacionada com a área relativa da nervura, mas independente da combinação específica da altura e distância entre nervuras. A rigidez inicial da curva força-deslizamento aumenta com o aumento da área relativa da nervura. Darwin e Graham também observaram que, quando ensaiadas em corpos de prova tipo extremidade de viga, as barras com as nervuras longitudinais orientadas num plano vertical (paralelo à fissuração por fendilhamento) fornecem maior capacidade de aderência do que as barras com as nervuras longitudinais orientadas num plano horizontal (perpendicular à fissuração por fendilhamento).

CAIRNS e JONES (1995) investigaram 14 tipos de geometrias de barras utilizando corpos-de-prova tipo juntas com emenda por traspasse. As emendas foram confinadas por estribos. A área relativa de nervura das barras testadas variou de 0,031 a 0,090. A inclinação das nervuras transversais variou de 40° a 90° e o ângulo da face da nervura variou de 28° a 51°. As

barras foram dispostas de duas maneiras, ou alinhamento A0 (com o plano das duas nervuras longitudinais paralelo à face de fendilhamento do concreto) ou alinhamento A90 (com o plano das nervuras longitudinais perpendicular à face de fendilhamento do concreto). Cairns e Jones relataram que não houve efeitos significativos da inclinação das nervuras e do ângulo da face das nervuras na resistência de aderência, mas que, como observaram DARWIN e GRAHAM (1993), o alinhamento das nervuras influenciou na resistência de aderência: a força de aderência para o alinhamento A0 foi maior do que para o alinhamento A90. Eles concluíram que a área relativa de nervura desempenha um importante papel na resistência de aderência. Os resultados de ensaios indicaram que dobrando a área relativa de nervura se poderia reduzir o comprimento de emenda/ancoragem em 20%.

Num estudo mais recente feito por DARWIN et alii (1996a), IDUN e DARWIN (1995), e THOLEN e DARWIN (1996), 83 vigas com emendas por traspasse e 58 corpos-de-prova do tipo extremidade de viga foram ensaiados para estudar os efeitos da área relativa de nervura na resistência de aderência. Os ensaios envolveram barras de armadura produzida comercialmente com alto valor da área relativa de nervura variando de 0,101 a 0,140 e barras convencionais com área relativa de nervuras variando de 0,068 a 0,087. Os ensaios também incluíram alguns exemplares para estudar a influência da área relativa de nervura na resistência de emenda de barras revestidas com epóxi. Os resultados de ensaios indicaram que a resistência de aderência de barras não revestidas não é afetada pelo modelo de nervura se as barras não são confinadas por armadura transversal. Para barras confinadas por armadura transversal, a resistência de aderência aumenta com aumento do diâmetro das barras e área relativa de nervura. Para as barras revestidas, sob todas as condições de confinamento, a resistência de emenda aumenta com a área relativa de nervura.

Em 2000, ZUO e DARWIN, estudaram as emendas de armaduras convencionais e de alta área relativa de nervuras em concretos usuais e de alta resistência. Para isto eles avaliaram os efeitos da resistência do concreto, da quantidade e do tipo de agregado utilizado. Eles ensaiaram 64 vigas com barras reforçadas na sua área relativa de nervura alcançando de 0.069 a 0.141. A

resistência do concreto alcançou de 29 a 108 MPa e a quantidade de agregados de calcário e basalto chegou de 941 a 1132 kg/m³. Estes ensaios foram feitos utilizando-se as equações de comprimento de emendas e ancoragens do ACI 408 e posteriormente foram comparados com as equações do ACI 318-99.

3.2 Efeito da Posição da Barra

Já em 1913, ABRAMS (1913) observou que a resistência de aderência podia ser afetada pela posição da barra durante o lançamento do concreto. A resistência de aderência de barras na posição horizontal durante a moldagem do concreto foi muito menor do que a resistência de aderência de barras na posição vertical devido ao assentamento do concreto. CLARK (1947,1949) constatou que a resistências de aderência nos ensaios de arrancamento e de vigas eram maiores quando as barras estavam mais próximas do fundo do que quando elas estavam próximas do topo dos corpos-de-prova. O posicionamento das barras de topo já tinha sido relatado por COLLIER (1947), MENZEL (1952), FERGUSON e THOMPSON (1962,1965), THOMPSON et alii (1975), LUKE et alii (1981), ZEKANY et alii (1981), DONAHEY e DARWIN (1983, 1985), BRETTMANN et alii (1984,1986) e DE VRIES et alii (1991).

A redução da resistência de aderência das barras superiores pode ser explicada devido à exsudação e ao assentamento do concreto embaixo da barra. Os efeitos da altura de concreto sob as barras e o abatimento do concreto foram mostrados em vários estudos MENZEL (1952), FERGUSON e THOMPSON (1965), LUKE et alii (1981), ZEKANY et alii (1981), BRETTMANN et alii (1984,1986). Estes estudos demonstraram que a resistência de aderência nas barras nas camadas superiores do concreto diminui com o aumento da altura da camada embaixo da barra e com o aumento do abatimento do concreto.

A comissão holandesa CUR (1963) constatou que a relação entre as resistências de aderência das barras em região de má e boa aderência diminui significativamente conforme o cobrimento diminui. O efeito do cobrimento foi também relatado por DONAHEY e DARWIN (1985).

Num estudo conduzido por JEANTY, MITCHELL e MIRZA (1988), o fator para barras em condições de má aderência foi encontrado como sendo 1,22 para ancoragem em vigas. ZEKANY et alii (1981) relatou valores médios da relação entre resistências de emenda das barras em regiões de má / boa aderência como sendo 0,9 com desvio padrão de 0,08.

O efeito do posicionamento da barra foi introduzido na norma do ACI em 1951 (ACI 318-51). Barras em posição de má aderência eram definidas como sendo barras horizontais com mais de 12 polegadas (30 cm) de concreto fresco lançado abaixo delas. Baseado nos resultados de ensaios de CLARK (1946), um fator de redução de 0,7 foi usado para a resistência de aderência admissível nas barras em condições de má aderência na ACI 318-51. Na norma do ACI 318-71 (1971), o efeito do posicionamento em região de má aderência foi considerado multiplicando o comprimento de ancoragem por um fator igual a 1,4, aproximadamente o inverso do fator de redução 0,7. Este fator foi reduzido para 1,3 na norma do ACI 318-89.

Cabe citar também os trabalhos de DUCATTI (1992), BARBOSA (1998), que estudaram a resistência de aderência levando-se em conta o posicionamento da armadura em ensaios de arrancamento. Eles concluíram que este fator deve ser levado em consideração na resistência de aderência.

3.3 Efeito do Revestimento com Epóxi

O mais antigo estudo sobre barras revestidas com epóxi foi feito por MATHEY e CLIFTON (1976). Eles investigaram o efeito da espessura do revestimento na aderência em ensaios de arrancamento. Eles constataram que, para barras com camada de espessura de 1 a 11 mils (0,254 a 0,279mm), a resistência de aderência foi apenas 6% mais baixa do que as barras não pintadas. Entretanto, para barras com uma camada de revestimento de 25 mils de espessura (0,635mm), a força de aderência foi consideravelmente menor do que para as barras não revestidas.

JOHNSTON e ZIA (1882) estudaram o efeito da camada de epóxi na resistência de aderência usando corpos-de-prova em forma de laje e de ponta de viga. A espessura da camada de epóxi variou entre 6,7 e 11,1 mils (0,170 e 0,282 mm). Nos corpos-de-prova a armadura foi confinada por armadura transversal. Eles descreveram que as lajes com barras revestidas tiveram flechas levemente maiores e fissuras mais largas que aquelas com armadura sem revestimento. Comparadas com as barras sem revestimento, a resistência de aderência das barras pintadas foi mais ou menos 4% mais baixa para as peças em forma de laje e 15% mais baixa para as peças em forma de extremidade de viga. Baseados nos seus resultados de ensaios Johnston e Zia recomendaram um aumento de 15% no comprimento de ancoragem quando barras revestidas são usadas substituindo as barras sem revestimento.

TREECE e JIRSA (1989) ensaiaram 21 vigas contendo emendas por traspasse sem armadura transversal na região da emenda. Eles usaram 10 vigas com barras de 12,5mm e 11 com barras 34mm. Doze das peças continham barras revestidas com epóxi com espessura de revestimento entre 4,5 a 14 mils (0,114 a 0,356mm). A resistência do concreto variou de 27 a 87 MPa. Quatro das peças com barras de 12,5mm tinham cobrimento menor ou igual ao diâmetro máximo do agregado, motivo pelo qual acreditou-se ter reduzido a resistência de aderência conforme já haviam observado DONAHEY e DARWIN (1985). Uma redução média na

resistência de aderência de 34% foi obtida a partir destes ensaios. O trabalho de TREECE e JIRSA (1989) foi básico na fixação do fator de modificação do comprimento de ancoragem para barras com epóxi na norma do ACI 318 de 1989 e de 1995 e das especificações de pontes da AASHTO de 1989, 1992 e 1996. Na norma do ACI, o comprimento de ancoragem é multiplicado por um fator de 1,5 para barras cobertas com epóxi com um cobrimento de concreto de menos de 3 diâmetros ou um espaço livre entre barras menor que 6 diâmetros e 1,2 para outros casos, com um máximo de 1,7 para o produto do fator para barras superiores pelo fator para barras com epóxi. Nas especificações para pontes AASHTO de 1989 e 1992, os três fatores são respectivamente 1,5, 1,15 e 1,7.

CHOI et alii (1991) investigaram o efeito da cobertura de epóxi na resistência de aderência, considerando os papéis da espessura da camada, o diâmetro da barra e o modelo da nervura. Corpos-de-prova em forma de vigas e de extremidades de viga contendo barras de 16, 19, 25 e 34mm, situadas no fundo das peças, com três modelos de nervuras foram usadas no estudo. A espessura do revestimento das barras variou de 3 a 17 mils (0,076 a 0,432mm). Utilizando os resultados de ensaios com peças tipo extremidade de viga, Choi et alii. observaram que a espessura da camada tinha pouco efeito na redução da resistência de aderência devido ao revestimento com epóxi para barras de 19mm e maiores. Entretanto para barras de 16mm, a relação entre resistências de aderência (revestida / não revestida) diminuiu com o aumento da espessura do revestimento. Os resultados de ensaios com peças tipo extremidade de viga também indicaram que, em geral, a relação entre resistências de aderência (revestida / não revestida) aumenta conforme o diâmetro da barra aumenta e que a camada de epóxi é menos danosa para a resistência de aderência em barras com áreas relativas de nervuras maiores. Foi observada uma relação média entre resistências de aderência (revestida / não revestida) de 0,82 para 15 peças com emenda por traspasse.

HESTER et alii (1993) realizaram 65 ensaios de emenda por traspasse em peças em forma de laje e de viga. Barras de 19 e 25mm de diâmetro com três tipos de nervura foram usadas neste ensaio. A espessura média da camada de revestimento das barras variou de 0,152 a

0,279mm (6 a 11 mils). Os resultados dos ensaios foram analisados juntamente com outros 48 resultados obtidos em peças com emenda de um outro estudo. Eles constataram uma significativa redução na resistência de emenda devido à camada de epóxi. Entretanto, a extensão da redução foi menor do que a usada para selecionar os fatores de modificação do comprimento de ancoragem e de emenda nas especificações de pontes AASHTO de 1989, e da norma ACI 318. Os resultados indicaram que a diminuição na resistência de emenda causada pela camada epóxi independe da quantidade de armadura transversal. Eles também observaram que a armadura transversal aumenta a resistência de emenda tanto para a barra revestida como para a barra sem revestimento.

DE VRIES, MOEHELE e HESTER (1991) ensaiaram 36 peças em forma de viga contendo emendas por traspasse na armadura situada na borda inferior e na borda superior. Tanto barras revestidas como não revestidas foram usadas. A relação entre as resistências de emenda das barras inferiores para as barras superiores variou de 1,01 a 1,30. De Vries et alii concluíram que os efeitos da posição de moldagem e do revestimento com epóxi não são acumulativos. Eles recomendaram o uso de fatores de modificação do comprimento de ancoragem de 1,3 para barras não revestidas e situadas na borda superior das vigas e de 1,5 para barras cobertas por epóxi independente da posição de moldagem.

Num estudo mais recente feito por IDUN e DARWIN (1995), vigas com emenda por traspasse e corpos de prova em forma de extremidade de viga foram usados para estudar o efeito da área relativa de nervura na resistência de aderência tanto para barras cobertas com pintura de epóxi como para barras nuas. Eles constataram que a camada de epóxi tem efeito menos danoso para barras com alto valor da área relativa de nervura, coincidindo com os resultados do estudo de CHOI et alii (1991). Idun et al. também realizaram ensaios sobre coeficiente de atrito para barras revestidas e não revestidas. Os coeficientes de atrito obtidos foram de 0,56 para barras não revestidas e de 0,49 para revestidas. Usando os resultados dos ensaios dos coeficientes de atrito e uma relação teórica entre a relação das resistências de barras revestidas/não revestidas e o ângulo da face da nervura desenvolvida por CHOI et alii (1991), Idun et al. observaram que a cobertura

com epóxi deve causar uma redução mínima na resistência de aderência para ângulos de face da nervura maiores que 43°. Estas constatações foram geralmente confirmadas pelos resultados de seus ensaios de vigas com emenda por traspasse.

TAN et alii (1996) deram seqüência ao trabalho de IDUN e DARWIN (1995). Eles descobriram que um aumento na área relativa de nervura aumenta a resistência de emenda relativa de barras pintadas com epóxi para não pintadas, se ou não as emendas são confinadas por armadura transversal, isto é, a armadura transversal não afeta a resistência de emenda relativa. Tan et alii recomendaram um fator de modificação do comprimento de emenda de 1,2 para barras revestidas e de alta área relativa de nervura.

3.4 Efeito da Resistência do Concreto

AZIZINAMINI et alii (1993, 1995) estudaram o efeito da alta resistência do concreto na aderência usando ensaios com vigas contendo emenda por traspasse. Os ensaios incluíram tanto barras na posição superior como na inferior das vigas com cobrimento de concreto igual a um diâmetro (ϕ) das barras emendadas. Os resultados dos ensaios indicaram que a tensão última de aderência, \hat{Q}_d ($\hat{Q}_d = f_s \phi / 4 \bullet_b$ onde f_s = tensão de escoamento do aço, \bullet_b = comprimento de emenda e ϕ = diâmetro da barra), normalizada com relação à raiz quadrada da resistência à compressão do concreto, $\sqrt{f_{ck}}$, diminui com a diminuição da resistência à compressão do concreto e que esta taxa de diminuição aumenta conforme aumenta o comprimento de emenda. Azizinamini et alii notaram que a capacidade de apoio do concreto está relacionada à f_{ck} , enquanto a capacidade de tração está relacionada à $\sqrt{f_{ck}}$. Portanto, a taxa de aumento da capacidade de apoio é maior do que a correspondente de tração. Para o concreto de alta resistência, a maior capacidade de apoio do concreto evita o esmagamento do concreto em frente às nervuras das barras, o que reduz o deslizamento local. Eles concluíram que, no caso de concreto de alta resistência, um número menor de nervuras participa ao resistir as forças

aplicadas do que no caso do concreto normal, o que, acoplado ao pequeno cobrimento de concreto, resulta numa ruptura por fendilhamento do concreto antes de ser alcançada uma distribuição uniforme de tensão de aderência no estado último. Uma outra observação é que as emendas na parte superior da viga mostram uma resistência de aderência levemente superior do que as emendas na parte inferior no caso de concretos de alta resistência. Azizinamini et alii acreditaram que esta última observação é devido à pior qualidade do concreto abaixo das barras posicionadas na borda superior da peça o que reduz a capacidade de apoio do console de concreto adjacente às nervuras, permitindo maior esmagamento do concreto ao longo do comprimento de traspasse, maior deslizamento, e uma distribuição mais uniforme da tensão de aderência. A participação de mais nervuras ao longo do comprimento de emenda, por sua vez, resulta em maior resistência de aderência. Azizinamini et alii concluíram também que, devido ao comportamento de ruptura frágil no concreto de alta resistência, uma exigência mínima de estribos é necessária para as emendas por traspasse no concreto de alta resistência para assegurar um nível adequado de ductilidade.

ESFAHANI e RANGAN (1998) investigaram a influência da resistência do concreto na resistência de aderência usando vigas com emenda por traspasse na armadura e corpos-de-prova em forma de extremidade de viga. A resistência do concreto variou de 26 a 75 MPa para as peças em forma de ponta de viga e de 66 a 98 MPa para as vigas com emenda. Nenhuma armadura de confinamento foi usada. Esfahani et al observaram que a extensão do concreto esmagado em frente às nervuras nas peças em forma de ponta de viga variou dependendo da resistência do concreto. Para concreto normal ($f_{ck} = 26$ MPa) o esmagamento sempre ocorreu tanto para pequenos cobrimentos como para maiores cobrimentos. Para concretos de 50 MPa, o esmagamento somente ocorreu para os grandes cobrimentos. Para concreto de 75 MPa, nenhum esmagamento foi observado. Os autores também notaram que, para a mesma relação C/ϕ , (C = valor máximo entre: o cobrimento, o cobrimento lateral e a metade da distância de centro a centro das barras), a resistência de aderência normalizada em relação à raiz quadrada da resistência à compressão do concreto foi, ao contrário de AZIZINAMINI et alii (1993, 1995), mais alta para o concreto de alta resistência do que para o concreto de resistência normal.

3.5 Efeito do Confinamento da Armadura na Emenda

Serão considerados os confinamentos decorrentes de dois aspectos: cobrimento de concreto e armadura transversal.

3.5.1 Confinamento pelo Cobrimento de Concreto

Devido ao efeito do confinamento do concreto pelo cobrimento temos variações das formas de ruptura das peças. A figura 3.3 mostra as formas variadas de ruptura das seções em função do confinamento pelo cobrimento da armadura e pelo espaçamento livre entre as mesmas.

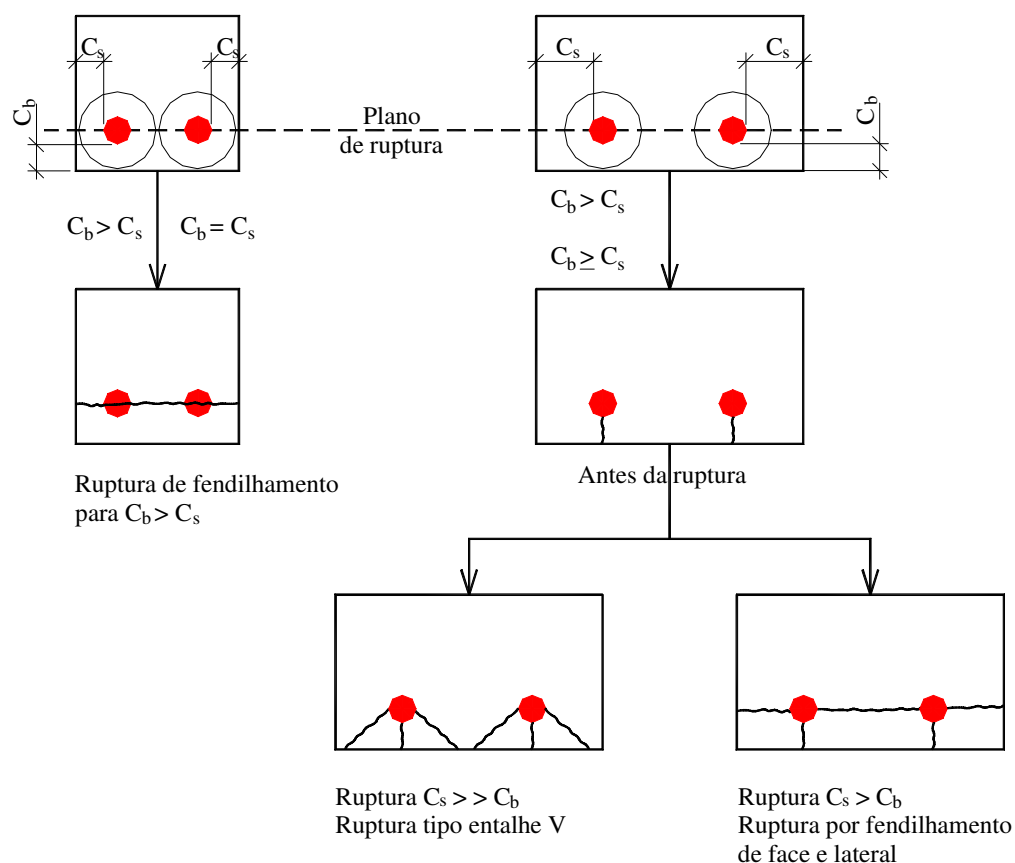


FIGURA 3.3: Formas de ruptura de barras ancoradas no concreto.

Fonte: ORANGUN, JIRSA E BREEN (1977).

LUTZ, MIRZA e GOSAIN, em 1993, examinaram as mudanças na equação de emenda e ancoragem de barras devido aos efeitos do confinamento feitas na ACI 318-89. Eles apresentaram as razões porque as barras com cobrimentos pequenos e espaçamentos grandes requeriam comprimentos longos de emenda e ancoragem. Através de exemplos fizeram aplicações das novas equações da norma ACI 318-89.

3.5.2 Confinamento pela Armadura Transversal

HESTER et alii (1993) realizaram 65 ensaios de emenda por traspasse em peças em forma de laje e de viga e observaram que a armadura transversal aumenta a resistência de emenda. Eles recomendaram um único fator de modificação do comprimento de ancoragem de 1,35 para barras não confinadas por armadura transversal e 1,2 para barras com uma taxa mínima de armadura transversal.

DARWIN et alii (1996) ensaiaram 133 vigas contendo barras ancoradas e emendadas não confinadas por armadura transversal e 166 vigas nas quais as emendas e as ancoragens são confinadas por armadura transversal. A computação mais precisa do efeito da armadura transversal na resistência de aderência, obtida nesta análise, incluiu parâmetros que levam em conta o número de barras da armadura transversal, o número de barras emendadas ou ancoradas numa dada seção, a área relativa de nervura da barra emendada/ancorada e o tamanho da barra ancorada/emendada. Eles concluíram que a resistência ao escoamento não desempenha papel significativo na eficácia da armadura transversal no aumento da resistência de aderência. Concluíram ainda que dependendo da expressão de cálculo utilizada ocorre que:

a) para as barras que não são confinadas por armadura transversal, comprimentos médios de transferência de 2 a 14% mais altos do que aqueles obtidos pelo ACI 318-95, e comprimentos

de traspasse médios de emenda 12 a 22% mais baixos do que aqueles obtidos com o ACI 318-95 para emendas de classe B (isto é, para um fator de correção 1,3).

b) para as barras convencionais, confinadas por armadura transversal, os comprimentos de transferência médios são 5% mais baixos a 16% mais altos do que aqueles obtidos usando o ACI 318-95, enquanto os comprimentos de traspasse médios de 11 a 27% mais baixos do que aqueles obtidos com o ACI 318-95 para emendas de classe B.

c) para barras de alta área relativa de nervura, confinadas por armadura transversal, os comprimentos de transferência médios são de 3 a 17% mais baixos do que aqueles obtidos usando o ACI 318-95, enquanto que os comprimentos de traspasse médios são de 25 a 36% mais baixos do que aqueles obtidos com o ACI 318-95. Quando as barras de alta área relativa de nervura são confinadas por armadura transversal, elas requerem comprimentos de traspasse e transferência que são de 13 a 16% mais baixos que os exigidos pela barras convencionais.

Em estudos feitos por ZUO e DARWIN (2000), concluiu-se que para emendas sem armadura transversal de confinamento a perda de 25% da resistência do concreto à compressão caracterizou da melhor maneira a resistência de aderência do concreto ficando a parcela de 75% caracterizando os efeitos de aumento da resistência na região emendada devido ao acréscimo da armadura transversal. O comprimento de emenda das vigas com armadura transversal aumentou com o aumento da área relativa de nervuras e com o diâmetro das barras. A utilização de um agregado mais resistente resultou num acréscimo da resistência de emenda para vigas ambos com e sem armadura transversal.

3.6 Conformação Geométrica do Aço

A norma brasileira NBR 7480 faz as exigências mínimas para a produção de aço de alta aderência para a construção civil conforme ilustrado pela Figura 3.4 quanto às características geométricas.

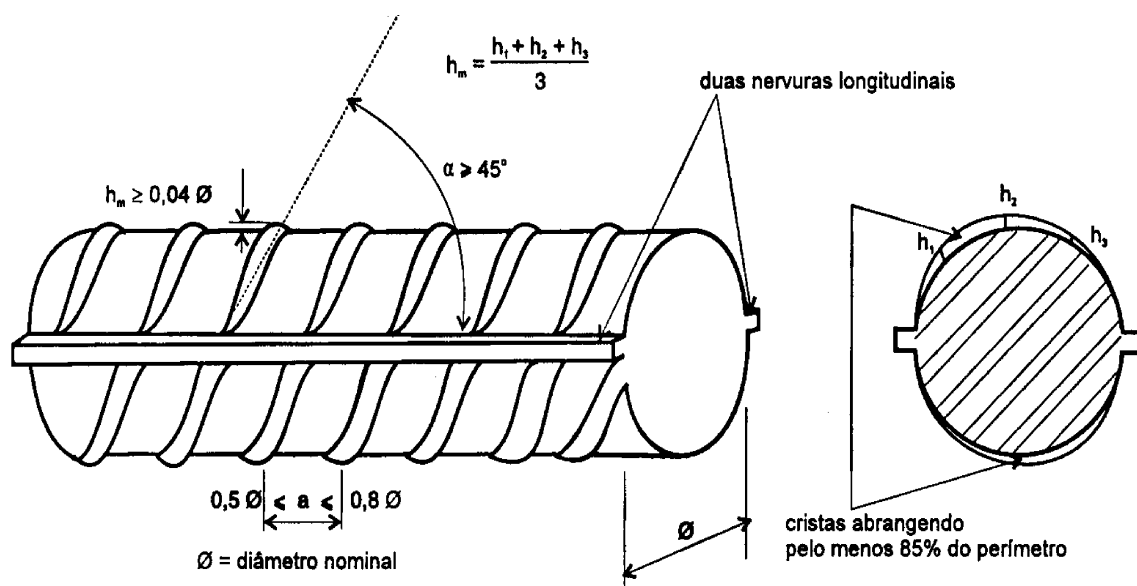


FIGURA 3.4: Exigências da NBR 7480 (ABNT, 1996) para barras de alta aderência.
Fonte: FUSCO (1994).

3.7 Evolução das Equações de Cálculo

As expressões para a resistência de ancoragem e de emenda são baseadas em resultados experimentais. Estudos de MATHEY e WATSTEIN (1961) e de FERGUSON e THOMPSON (1962) forneceram a base das expressões da norma do ACI 318 de 1963 para determinar o comprimento de ancoragem. A aderência na flexão foi introduzida para descrever a tensão de aderência induzida pela transferência da força entre o concreto e as barras de aço na tração. Nos

estudos, constatou-se que a tensão última de aderência era uma função da relação entre o comprimento de transferência ou de engastamento e o diâmetro da barra, λ_b/ϕ , e a raiz quadrada da resistência à compressão do concreto, $\sqrt{f_{ck}}$. Na ACI 318-63 a tensão última de aderência, \hat{Q}_a , tanto para a aderência na flexão como para a aderência na ancoragem foi limitada em

$$\tau_u = \frac{9,5\sqrt{f_{ck}}}{\phi} \leq 800 \text{ psi} (5,52 \text{ MPa}) \quad (3.2)$$

A condição de equilíbrio, $A_s f_s = \pi \phi \lambda_b$, fornece

$$\tau_u = \frac{f_s A_s}{4 \lambda_b} \quad (3.3)$$

onde f_s = tensão na barra, em psi, A_s = a área da barra, em in², λ_b = comprimento de ancoragem, em in e ϕ = diâmetro da barra, em in.

Os comprimentos de ancoragem e de emenda foram obtidos usando as equações (3.2) e (3.3).

Começando com a versão da norma de 1977 (ACI 318-77), o comprimento de transferência dos esforços poderia ser calculado diretamente supondo que as tensões fossem distribuídas uniformemente ao longo da barra e que, no comprimento de transferência, a barra deve absorver uma tensão 25% superior à tensão de escoamento, o que fornece

$$\tau_u \pi \phi \lambda_b = A_s (1,25 f_y) \quad (3.4)$$

tal que,

$$\lambda_b = \frac{A_s (1,25 f_y)}{\pi \phi \left(\frac{9,5 \sqrt{f_{ck}}}{\phi} \right)} \approx \frac{0,04 A_s f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \quad (3.5)$$

Num estudo estatístico da resistência de aderência de barras da armadura, ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977) desenvolveram uma expressão para as resistências de ancoragem e de emenda por traspasse em termos da tensão média de aderência é:

$$\tau_b = \left(1,2 + \frac{3 C_m}{\phi} + \frac{50 \phi}{\lambda_b} + \frac{A_{tr} f_{yt}}{500 s \phi} \right) \sqrt{f_{ck}} \quad (3.6)$$

com o limite

$$\frac{A_{tr} f_{yt}}{500 s \phi} \leq 3 \quad (3.7)$$

na qual C_m = o menor entre o cobrimento mínimo de concreto e a metade da distância livre entre as barras, em polegada; A_{tr} = área da armadura transversal normal ao plano de fendilhamento que passa pelas barras ancoradas, em polegada ao quadrado; f_{yt} = tensão de escoamento da armadura transversal, em psi; e s = espaçamento entre estribos da armadura transversal, em polegada. A

equação (3.5) foi baseada nos resultados de ensaios de 62 vigas, sendo 4 delas com as barras em estudo na borda inferior, tracionadas, com cobrimento mínimo lateral; 1 com as barras em estudo na borda superior, tracionadas, com cobrimento mínimo vertical; e finalmente 57 vigas com as barras em estudo na borda inferior, tracionadas, com cobrimento mínimo vertical.

Baseado nas recomendações do Comitê 408 do ACI, Aderência e Ancoragem da Armadura [que foi baseado no trabalho de ORANGUN et alii (1977)], a norma do ACI 318 de 1989 classificou as barras ancoradas e emendadas em três categorias. Diferentes fatores e equações foram usadas para levar em conta o diâmetro das barras, o cobrimento do concreto, e a distância livre entre as barras em transferência de esforços. Um limite máximo de 100 psi (0,69 MPa) para $\sqrt{f_{ck}}$ foi aplicado devido à insuficiência de resultados experimentais para concretos acima de 10.000 psi (69 MPa). Os procedimentos usados para determinar os comprimentos de ancoragem, na norma do ACI 318 de 1989, eram muito complexos por causa das múltiplas equações e múltiplas categorias baseadas em cobrimento do concreto, distância entre as barras ancoradas e confinamento pela armadura transversal.

Para reduzir a complexidade do cálculo do comprimento de ancoragem, a norma ACI 318 de 1995 ofereceu procedimentos mais simples para cálculo dos comprimentos de ancoragem e de emenda que, como na ACI 318 de 1989, foram baseados no trabalho de ORANGUN et alii (1977). Os novos procedimentos de cálculo, além de simplificar o processo do projeto, também refletiram a resistência de emenda e de ancoragem, melhor do que qualquer uma das normas anteriores. Na ACI 318-95, os comprimentos de ancoragem e de emenda podem ser calculados usando ou uma equação simplificada ou uma mais detalhada. Dois critérios são aplicados para selecionar as equações simplificadas para serem usadas no projeto. Primeiro, se nem a distância livre entre barras nem o cobrimento são menores que ϕ , e pelo menos um mínimo de estribos exigidos pela norma é usado no comprimento de ancoragem, \bullet_b , e segundo, se o espaçamento livre entre as barras não é menor que 2ϕ e o cobrimento é maior ou igual a 1ϕ , para barras não revestidas na borda tracionada, inferior, em concreto de peso normal,

$\bullet_b / \phi = f_y (25 \sqrt{f_{ck}})$ para barra de 19 mm ou menor e $\bullet_b / \phi = f_y (20 \sqrt{f_{ck}})$ para barras de 22 mm ou maiores. Para os casos que não satisfazem nenhum dos dois critérios, $\bullet_b / \phi = 3 f_y (50 \sqrt{f_{ck}})$ para barra de 19 mm ou menores e $\bullet_b / \phi = 3 f_y (40 \sqrt{f_{ck}})$ para barras de 22 mm ou maiores.

A equação mais detalhada na norma ACI 318-95 é

$$\frac{\lambda_b}{\phi} = \frac{3}{40} \frac{\lambda f_y}{\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{C + K_{tr}}{\phi} \right)} \quad (3.8)$$

onde $\lambda = 0,8$ para barras de 19 mm ou menores e 1,0 para barras de 22 mm ou maiores, o cobrimento C = o menor entre a distância do centro da barra à superfície de concreto mais próxima e a metade da distância centro a centro das barras ancoradas ou emendadas, $K_{tr} = A_{tr} f_{yt} / (1500 \leq n)$, n = o número de barras sendo ancoradas ou emendadas, e $(C + K_{tr}) / \phi \leq 2,50$. Para uma emenda de classe B (quando a área da armadura é menor que duas vezes a exigida pela análise no comprimento integral de emenda ou quando mais que a metade do total de barras é emendada na mesma seção), \bullet_b é multiplicado por um fator 1,3 para obter o comprimento de emenda, o mesmo fator usado na ACI 318-89 e ACI 318-99.

Usando técnicas de regressão não linear com variáveis fictícias sobre os resultados de 147 ensaios de ancoragem e emenda por traspasse, DARWIN et alii (1992) desenvolveram uma equação para barras ancoradas ou emendadas que não são confinadas por armadura transversal.

$$\frac{A_b f_s}{\sqrt{f_{ck}}} = 6,67 \lambda_s (C_m + 0,5 \phi) \left(0,92 + 0,08 \frac{C_m}{C_m} \right) + 300 A_b \quad (3.9)$$

na qual A_b = área da barra ancorada ou emendada, em polegada ao quadrado, \bullet_s = o comprimento de ancoragem ou da emenda, e C_m e C_M = o mínimo e o máximo, respectivamente, do cobrimento do concreto ou, o menor entre a metade da distância entre as barras e o cobrimento lateral do concreto. No lado esquerdo da equação (3.9), a força total de aderência é normalizada em relação à $\sqrt{f_{ck}}$ para levar em conta o efeito de diferentes resistências do concreto. A equação (3.9) inclui os parâmetros do comprimento de ancoragem/emenda, cobrimento do concreto, espaçamento e diâmetro das barras. Deve ser notado que, das 147 peças, 20 continham barras laterais (*side-cast bars*) e 33 continham barras superiores (*top-cast bars*).

Em estudos mais recentes, DARWIN et alii (1996a, 1996b) utilizaram um grande banco de dados, incluindo 133 vigas contendo emendas e ancoragens nas quais as barras não eram confinadas por armadura transversal e 166 vigas nas quais as barras eram confinadas por armadura transversal, para desenvolver um critério de projeto diferente dos estudos anteriores [ORANGUN et alii (1977) e DARWIN et alii (1992)], somente barras inferiores foram incluídas na análise. Uma das principais observações nos estudos é que $f_{ck}^{1/4}$ melhor representa o efeito da resistência do concreto na resistência de ancoragem e de emenda do que o mais tradicional $f_{ck}^{1/2}$. Uma outra importante observação envolveu o papel desempenhado pela área relativa de nervura, f_R , que foi demonstrado ter um importante efeito na resistência de aderência de barras confinadas por armadura transversal. As análises confirmaram que a relação entre a força de aderência e o comprimento de ancoragem/emenda é linear mas não proporcional e que a resistência de escoamento da armadura transversal não desempenha um papel na eficiência da armadura transversal na resistência de ancoragem/emenda. Aplicando técnicas de Monte Carlo, fatores de redução de resistência baseados na confiabilidade, ϕ_d , foram também obtidos. Baseado nestes estudos, a equação ótima de ajuste em termos da força última de aderência, $T_b = A_b f_s$ em lb, para barras sem armadura transversal é

$$\frac{A_b f_s}{\sqrt[4]{f_{ck}}} = [63 \lambda_b (C_m + 0,5 \phi) + 2130 A_b] \left(0,1 \frac{C_M}{C_m} + 0,9 \right) \quad (3.10)$$

A equação para barras com armadura transversal é

$$\frac{A_b f_s}{\sqrt[4]{f_{ck}}} = [63 \lambda_b (C_m + 0,5 \phi) + 2130 A_b] \left(0,1 \frac{C_M}{C_m} + 0,9 \right) + 2226 t_r t_d \frac{n_t A_{tr}}{n} + 66 \quad (3.11)$$

na qual C_M = máximo de C_b e C_s , C_m = mínimo de C_b e C_s , C_b = cobrimento inferior, C_s = mínimo de $C_{si} + 0,25$ (in) e C_{so} , C_{si} = metade da distância livre entre barras, C_{so} = cobrimento lateral, n = número de barras ancoradas ou emendadas no plano de fendilhamento, n_t = número de barras transversais, $t_r = 9,6 f_R + 0,28$; e $t_d = 0,72 \phi + 0,28$. Uma equação de projeto para determinar o comprimento de ancoragem/emenda foi obtida descartando o termo final 66 na equação (3.11), fazendo $f_s = f_y$, e aplicando o fator de redução de resistência baseado na confiabilidade, $\phi_d = 0,9$ [DARWIN et al. (1995c)].

$$\frac{\lambda_b}{\phi} = \frac{\frac{f_y}{\sqrt[4]{f_{ck}}} - 1900 \left(0,1 \frac{C_M}{C_m} + 0,9 \right)}{72 \left(\frac{C + K_{tr}}{\phi} \right)} \quad (3.12)$$

Na qual $C = (C_m + 0,5 \phi) (0,1 C_M / C_m + 0,9)$, $K_{tr} = 35,5 t_r t_d A_{tr} / s n$ e $(C + K_{tr}) / \phi \leq 4,0$.

ZUO e DARWIN (2000) fizeram ensaio de 64 peças com aço convencional e de alta área relativa de nervuras em vigas de concreto convencional e de alta resistência com carregamento invertido. Após a realização dos ensaios e comparando-se com uma base de dados chegou-se a equação

$$\frac{A_b f_s}{\sqrt[4]{f_{ck}}} = [59,8 \lambda_b (C_m + 0,5 \phi) + 2350 A_b] \left(0,1 \frac{C_M}{C_m} + 0,9 \right) + \left(31,14 t_r t_d \frac{n_t A_{tr}}{n} + 3,99 \right) \sqrt{f_{ck}} \quad (3.13)$$

Esta expressão difere em alguns pontos da equação 3.10 por DARWIN et alii (1996) em que a constante que multiplica λ_b é diminuída de 63 para 59,8 e a que multiplica A_b é aumentada de 2130 para 2350. Como na equação 3.10, o efeito da resistência do concreto na resistência de aderência também é representado pela raiz quarta da resistência a compressão do concreto.

A expressão final dos estudos de ZUO e DARWIN (2000) com a incorporação do fator de redução da resistência $\phi_d = 0,90$ valor calculado e descrito por DARWIN et alii (1998) usando o fator carga-resistência de projeto, em que toma-se $f_s = f_y$ e deixando em função da relação λ_b/ϕ temos

$$\frac{\lambda_b}{\phi} = \frac{\frac{f_y}{\sqrt[4]{f_{ck}}} - 2100 \left(0,1 \frac{C_M}{C_m} + 0,9 \right)}{68 \left(\frac{C + K_{tr}}{\phi} \right)} \quad (3.14)$$

Esta equação é similar à de DARWIN et alii (1996) e difere somente nas constantes do numerador e denominador passando de 1900 para 2100 e de 72 para 68, respectivamente e na definição do K_{tr} . O cálculo do K_{tr} passa a levar em conta a resistência do concreto sendo

$$K_{tr} = \frac{(0,5 \ t_r \ t_d \ A_{tr})}{s \ n} \sqrt{f_{ck}} \quad (3.15)$$

3.8 Normalizações em Uso

Relacionaram-se abaixo as equações para dimensionamento de emendas por traspasse segundo as normalizações nacionais e internacionais levando-se em conta as influências da evolução da pesquisa científica de um modo geral. Entre as normalizações destacam-se as normas do ACI 318 (1999), do Comitê Internacional Du Betton (CEB-FIP, 1990) e da norma brasileira NB1 (ABNT, 2001).

3.8.1 Emendas por Traspasse segundo a ACI 318 (1999)

A equação geral do comprimento de ancoragem (expressa em termos do diâmetro da barra ou fio).

$$\frac{\lambda_b}{\phi} = \frac{3}{40} \frac{f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{C + K_{tr}}{\phi} \right)} \quad (3.16)$$

e K_{tr} é dado pela equação (3.17),

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{1500 s \ n} \quad (3.17)$$

onde:

- _b = comprimento básico de emenda, em polegada;
- φ = diâmetro da barra, em polegada;
- A_{tr} = área da seção transversal da armadura de confinamento na região da emenda, em polegada ao quadrado;
- f_y = tensão de escoamento do aço, em psi;
- f_{yt} = tensão de escoamento da armadura transversal, em psi
- f_{ck} = resistência do concreto à compressão, em psi;
- C = cobrimento da armadura longitudinal, em polegada;
- s = espaçamento entre as barras da armadura transversal, em polegada;
- n = número de barras emendadas na seção;
- K_{tr} = representa os efeitos da armadura transversal de confinamento;
- ô = coeficiente que considera a posição da armadura durante a concretagem:
- ô = 1,3 para barras sobre camada de concreto maior que 30cm; ou,
- ô = 1,4 outros casos.
- ô = coeficiente que considera o revestimento da armadura:
- ô = 1,5 para barras com cobrimento menores que 3 φ ou espaçamento livre menores que 6 φ, revestidas com epoxy;
- ô = 1,2 para todos os outros cobrimentos; ou,
- ô = 1,0 para barras sem revestimento ou pintura.
- ô = coeficiente que considera o diâmetro da armadura emendada:
- ô = 0,8 para φ ≤ 16 mm; e,
- ô = 1,0 para φ > 16 mm.
- ë = coeficiente que considera a massa específica do agregado empregado;
- ë = 1,3 em concretos leves;
- ë = quando especificado f_{ct}, então $\ddot{e} = 6,7 \sqrt{f_{ck}} / f_{ct} \bullet 1,0$; ou,
- ë = 1,0 em concretos normais.

Para a determinação do comprimento de emenda por traspasse \bullet_s , devemos multiplicar o comprimento de ancoragem obtido pela equação geral (3.14), \bullet_b , pelos fatores:

- a) 1,0 para emendas classe A; e,
- b) 1,3 para emendas classe B.

Na TABELA 3.1, são classificadas as classes de emenda do aço em função da área da seção transversal da armadura longitudinal existente, $A_{s,ef}$, dividida pela área da seção transversal da armadura longitudinal calculada para resistir ao esforço solicitante, $A_{s,cal}$, e em função da porcentagem máxima da $A_{s,cal}$ emendada na região do comprimento de emenda.

TABELA 3.1: Classes de emenda.

Fonte: ACI 318 (1999)

$\frac{A_{s,ef}}{A_{s,cal}}$	Porcentagem máxima da A_s emendada na região de emenda	
	50%	100%
≥ 2	Classe A	Classe B
< 2	Classe B	Classe B

Ou seja, as emendas serão de Classe A quando a área de aço utilizada for maior que o dobro da área de aço necessária, e que, menos metade das barras sejam emendadas na mesma seção. Caso a área de aço utilizada seja inferior ao dobro da calculada ou para seções em que mais da metade das barras sejam emendadas na mesma seção, a emenda é de Classe B.

O comprimento de emenda por traspasse (\bullet_s), segundo o ACI 318-99, não deve ser menor que 30cm.

3.8.2 Emendas por Traspasse segundo o CEB-FIP (1990)

O CEB-FIP (1990) no seu item 9.2.1 trata de emendas. Diz de uma maneira geral que as emendas de barras requerem a transferência de esforços de uma barra à outra através de um comprimento de ancoragem. O comprimento de ancoragem básico, necessário para a transferência da força de escoamento da armadura de diâmetro ϕ é:

$$\lambda_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (3.18)$$

O valor de projeto para a tensão de aderência f_{bd} é:

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd} \quad (3.19)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (3.20)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm} \quad (3.21)$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (3.22)$$

Sendo:

f_{ctd} = resistência de projeto do concreto à tração do concreto, em MPa;

$f_{ctk,inf}$ = resistência característica inferior à tração do concreto, em MPa;

γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

f_{ctm} = resistência média do concreto à tração direta, em MPa;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

f_{yd} = tensão de escoamento de cálculo do aço;

η_1 = coeficiente que considera o tipo de armadura;

η_1 = 1,0 para barras lisas;

η_1 = 1,4 para barras dentadas; e,

η_1 = 2,25 para barras nervuradas.

η_2 = coeficiente que considera a posição da armadura durante a concretagem;

η_2 = 1,0 para boas condições de aderência; e,

η_2 = 0,7 para todos os outros casos.

η_3 = coeficiente que considera o diâmetro da armadura;

η_3 = 1,0 para $\phi \leq 32$ mm; e,

η_3 = $(132 - \phi) / 100$ para $\phi > 32$ mm.

O comprimento de emenda por traspasse de projeto é dado pela equação 3.23.

$$\lambda_s = \alpha_1 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 \lambda_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq \lambda_{s,min} \quad (3.23)$$

- $A_{s,cal}$ = seção do aço calculada necessária por projeto;
- $A_{s,ef}$ = seção de aço efetivamente utilizada;
- α_1 = coeficiente que considera a forma de ancoragem (reta, gancho, laço);
- α_3 = coeficiente que considera o efeito de confinamento pelo cobrimento;
- α_4 = coeficiente que considera o efeito de confinamento pela armadura transversal;
- α_5 = coeficiente que considera o efeito da pressão transversal ao plano de fendilhamento, ao longo do comprimento de ancoragem;
- $\bullet_{s,min}$ = comprimento de ancoragem mínimo, que deve satisfazer as seguintes condições:
- a) barras tracionadas: $\bullet_{s,min} > \text{máximo} (0,3 \bullet_b, 10 \phi, \text{ ou } 10 \text{ cm})$; e,
 - b) barras comprimidas: $\bullet_{s,min} > \text{mínimo} (0,6 \bullet_b, 10 \phi, \text{ ou } 10 \text{ cm})$.

O produto ($\alpha_3 \alpha_4 \alpha_5$) é limitado em:

- para armaduras de alta aderência: ($\alpha_3 \alpha_4 \alpha_5$) $> 0,7$
- para armaduras lisas ou endentadas: ($\alpha_3 \alpha_4 \alpha_5$) $= 1,0$

TABELA 3.2 – Coeficientes para os fatores redutores do comprimento de ancoragem

Fonte: CEB/FIP (1990)

Fator influenciante	Tipos de ancoragem	Barra tracionada	Barra comprimida
Tipo de ancoragem	Reta	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Curva	$\alpha_1 = 0,7^*$	$\alpha_1 = 1,0$
Barras transversais Soldadas	Reta ou curva com barras transversais soldadas	$\alpha_2 = 0,7$	$\alpha_2 = 0,7$
Confinamento pelo concreto	Reta ou Curva	$\alpha_3 = 1 - 0,15 \frac{C - \phi}{\phi}$ $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
Confinamento pela Armadura transversal	Reta ou Curva	$\alpha_4 = 1 - K\lambda^{**}$ $0,7 \leq \alpha_4 \leq 1,0$	$\alpha_4 = 1,0$
Confinamento por pressão transversal	Reta ou Curva	$\alpha_5 = 1 - 0,04 p$ $0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$	$\alpha_5 = 1 - 0,04 p$ $0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$

* se cobrimento $> 3\phi$, caso contrário $\alpha_1 = 1,0$.

$$** \lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_s}$$

$\sum A_{st}$ = seção transversal da armadura transversal ao longo do comprimento de ancoragem;

$\sum A_{st,min}$ = seção transversal da armadura transversal mínima;

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

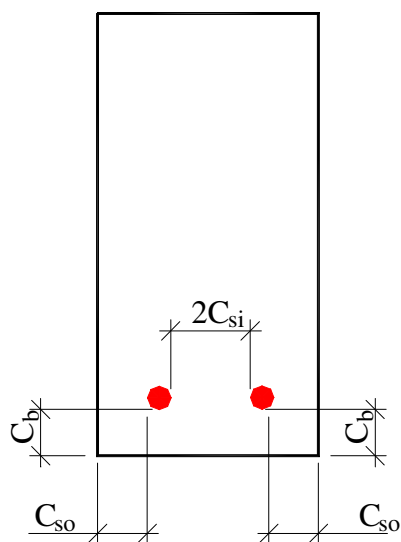
K = Coeficiente para armadura transversal e longitudinal;

K = 0,1 - Armadura transversal envolvendo a armadura longitudinal, com a segunda localizada na curva da primeira;

- $K = 0,05$ - Armadura longitudinal externa envolvendo a armadura longitudinal, com a segunda localizada na parte reta da primeira;
 $K = 0$ - Armadura longitudinal externa à armadura transversal; e,
 p = pressão transversal, em MPa, ao longo de $\bullet_{b,nec}$ e perpendicular ao plano de fendilhamento, no estado limite último.

Os valores do cobrimento C a serem introduzidos na Tabela 3.2 estão apresentados na Figura 3.5

Barras retas



$$C = \min [C_{si} ; C_{so} ; C_b]$$

FIGURA 3.5: Notação de C para a Tabela 3.2.

Fonte: CEB/FIP (1990).

O comprimento de emenda por traspasse mínimo, $\bullet_{s,min}$ deverá ser o maior entre $0,3 \alpha_6 \bullet_b$, 15ϕ ou 20 cm, com α_6 fornecido na Tabela 3.3.

TABELA 3.3 – Coeficiente α_6 .

Fonte: CEB/FIP (1990).

Porcentagem de barras emendadas em relação à seção total de aço				
$\leq 20 \%$	25 %	33 %	50 %	$> 50 \%$
1,2	1,4	1,6	1,8	2,0

Os coeficientes α_1 , α_3 , α_4 , e α_5 são os mesmos da Tabela 4.2, porém no cálculo de α_4 , $\sum A_{st,min}$ deve ser adotado como 1,0 A_s .

3.8.3 Emendas por Traspasse segundo a NB1 (ABNT, 2001)

O dimensionamento do comprimento de emenda por traspasse básico segundo a NB1 (ABNT, 2001) é praticamente igual ao dimensionamento dado pela equação 3.18 do item 3.8.2.

Segundo a NB1 (ABNT, 2001) este tipo de emenda não é permitido para barras de diâmetros maiores de 32mm. Diz ainda que no caso de feixes de barras, o diâmetro do círculo de mesma área não deve ser superior a 45mm.

O espaçamento livre entre as duas barras a serem emendadas não deve ser maior que quatro vezes o diâmetro da barra a ser emendada, conforme figura 3.6.

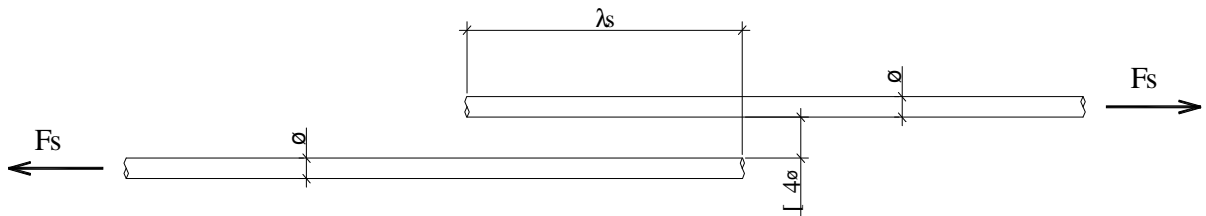


FIGURA 3.6: Emenda de barras por traspasse.

FONTE: NB1/ABNT (2001).

Onde, F_s é a força de tração na barra e λ_s é o comprimento de emenda por traspasse da barra.

O comprimento de emenda por traspasse de projeto para barras tracionadas isoladas é dado pela equação 3.24.

$$\lambda_s = \alpha_b \lambda_b \geq \lambda_{s,\min} \quad (3.24)$$

Sendo

$\lambda_{s,\min}$ o maior valor entre $0,6\alpha_b \lambda_b$, 15ϕ e 200mm (α_b dado pela tabela 3.3, item 3.8.2).

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este estudo foi realizado no biênio 2001-2002 na Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas (Unicamp).

Para a revisão bibliográfica foi utilizada a Biblioteca da Área de Engenharia – BAE da Unicamp, onde se realizou através das bases de dados disponíveis e da internet a busca de títulos, artigos e livros relacionados ao objeto da pesquisa.

A confecção da armadura foi realizada na Manetoni, em Rio das Pedras – S.P., onde se utilizou aço circular e octogonal, da Companhia Siderúrgica Belgo Mineira.

As concretagens e os ensaios das vigas realizaram-se no Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia Civil (FEC) da Unicamp. Juntamente, foram colhidos corpos-de-prova de 100 x 200 mm, e, posteriormente, ensaiados para a caracterização do concreto. Foram utilizados materiais provenientes da região de Campinas para a moldagem das peças.

As peças foram moldadas em formas de madeira. Na execução da concretagem foi utilizada betoneira para a mistura dos materiais. Para o lançamento do concreto foram utilizados carrinhos-de-mão. Para o adensamento foi utilizado vibrador mecânico (tipo agulha).

Para a execução dos ensaios foi usada uma prensa mecânica. A coleta dos resultados foi feita através de instrumentação das peças com leitura dos resultados através do auxílio de microcomputador.

4.1 Concreto

Foram utilizados concretos de resistência na ordem de 40MPa e 80MPa, convencional e de alta resistência, respectivamente.

4.1.1 Dosagem

Para atender as especificações de resistência mencionadas foi feita dosagem do concreto conforme especificado na TABELA 4.1.

TABELA 4.1: Proporção dos materiais componentes do concreto.

CONCRETO 40 MPa		CONCRETO 80 MPa	
MATERIAIS	QUANTIDADE (kg/m ³)	MATERIAIS	QUANTIDADE (kg/m ³)
Cimento	400	Cimento	425
Areia	650	Areia	670
Brita 1	1265	Brita 1	1298
Água	210	Água	145
Sílica Ativa	-	Sílica Ativa	42,5
Aditivo Glenium 51	-	Aditivo Glenium 51	3
Aditivo Conplast 430	-	Aditivo Conplast 430	14

4.1.2 Agregados

Empregou-se um agregado miúdo (areia natural de quartzo), da região de Campinas. A areia foi caracterizada segundo a normalização brasileira NBR 7211 (ABNT, 1982), conforme descrito na TABELA 4.2.

TABELA 4.2: Composição granulométrica da areia empregada no ensaio.

PENEIRA – Abertura (mm)	Total Acumulado
4,8	1
2,4	4
1,2	24
0,6	68
0,3	92
0,15	98
< 0,15	100
Dimensão máxima característica	2,4 mm
Módulo de Finura	2,87 %

O agregado gráudo (brita) empregado na confecção dos concretos utilizados foi o proveniente da região de Campinas, de origem basáltica, com dimensão máxima de 19 mm. A composição granulométrica dos agregados gráudos encontra-se na TABELA 4.3.

TABELA 4.3: Composição granulométrica da brita empregada no ensaio.

PENEIRA – Abertura (mm)	Total Acumulado
19	4
12,5	65
9,5	82
6,3	98
4,8	100
2,4	100
1,2	100
0,6	100
0,3	100
0,15	100
< 0,15	-
Dimensão máxima característica	19 mm
Módulo de finura	6,86 %

4.1.3 Cimento

Foi utilizado Cimento Portland de Alta Resistência Inicial CP V – ARI Plus. As propriedades estão apresentadas na Tabela A.1 (ver anexos), e atendem as recomendações da NBR 5733 (ABNT, 1991).

4.1.4 Aditivos

Foram utilizados aditivos superplastificantes, nos teores apresentados anteriormente na TABELA 4.1, para a execução do concreto de alta resistência (80 MPa). As propriedades desses aditivos estão apresentadas na TABELA 4.4.

TABELA 4.4: Aditivos superplastificantes.

Propriedades Típicas	CONPLAST 430	GLENIUM 51
Forma	Líquido viscoso	Líquido viscoso
Cor	Marrom	Marrom
Massa específica	$1,250 \pm 0,02 \text{ g/cm}^3$	$1,087 \pm 0,02 \text{ g/cm}^3$
PH	$6,6 \pm 1$	$6,6 \pm 1$
Viscosidade	$128 \pm 30 \text{ cps (20}^\circ\text{)}$	$128 \pm 30 \text{ cps (20}^\circ\text{)}$

4.1.5 Sílica Ativa

No concreto de alta resistência (80 MPa) foi adicionada sílica ativa num teor de 9% em massa, conforme apresentado na TABELA 4.1. As características da sílica ativa utilizada são as constantes da TABELA 4.5.

TABELA 4.5: Características da sílica ativa.

Características Físicas e Químicas	
Massa específica	2.220 kg/m ³
Superfície específica	20.000 m ² /kg
Formato de partícula	Esférico
Diâmetro médio	0,2 µm
Teor de SiO ₂	Mínimo 85%
Umidade	Máximo 3%
Equivalente alcalino	Máximo 0,5%

4.1.6 Ensaios de Caracterização do Concreto

Foram realizados ensaios de módulo de elasticidade (módulo de deformação secante, E_{sec}) em corpos-de-prova cilíndricos de 100mm de diâmetro e 200mm de altura, conforme a NBR 8522 (ABNT, 1984), através do plano de carga tipo III.

Para a determinação da resistência à compressão do concreto (f_c) realizou-se ensaio de compressão simples, conforme as recomendações da NBR 5739 (ABNT, 1980), em corpos-de-prova de 100mm de diâmetro e 200mm de altura. Antes do ensaio, as extremidades dos corpos-de-prova foram capeadas, com mistura de enxofre a quente, para homogenização da sua superfície.

Foram realizados, ainda, ensaios de compressão diametral para a determinação da resistência à tração do concreto (f_{ctm}) em corpos de prova com 100mm de diâmetro e 200mm de altura, conforme as recomendações da NBR 7222 (ABNT, 1994).

4.2 Aço

Na confecção da armadura longitudinal foi utilizado aço circular e de núcleo octogonal com f_R (área relativa de nervuras) da ordem de 0,07, encruado a frio, com limite de escoamento de 580 MPa para o aço circular e de 640 MPa para o aço octogonal, ambos com diâmetro de 16mm. Para a confecção da armadura transversal foi utilizado aço convencional de diâmetro igual a 6,3mm, de dureza natural, laminado a quente, com limite de escoamento de 600 MPa. As armaduras foram confeccionadas manualmente.

4.3 Descrição das Vigas Ensaeadas

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas. Foram realizados ensaios de flexão simples nas vigas, segundo as datas da tabela 5.1. Esses ensaios destinaram-se à verificação do comportamento da emenda por traspasse em vigas de concreto convencional e de alta resistência com armadura de alta aderência (barras nervuradas), de núcleo octogonal, com armadura de confinamento na região de emenda.

O escopo dos ensaios foi o seguinte:

1. Duas vigas de referência, sem emenda na armadura, com cobrimento de armadura de 16 e 32mm, aço de núcleo octogonal, concreto de resistência nominal de 80 MPa (VRO80-1D-T e VRO80-2D-T);
2. Duas vigas armadas com aço circular emendado na região de momento máximo, com cobrimento de 16mm e concreto de resistência nominal de 40 e 80 MPa (VC40-1D-T e VC80-1D-T);

3. Duas vigas armadas com aço de núcleo octogonal emendadas na região de momento máximo, com cobrimento de 16mm e concreto de resistência nominal de 40 e 80 MPa (VO40-1D-T e VO80-1D-T);
4. Duas vigas armadas com aço de núcleo circular emendado na região de momento máximo, com cobrimento de 32mm e concreto de resistência nominal de 40 e 80 MPa (VC40-2D-T e VC80-2D-T); e,
5. Duas vigas armadas com aço de núcleo octogonal emendado na região de momento máximo, com cobrimento de 32mm e concreto de resistência nominal de 40 e 80 MPa (VO40-2D-T e VO80-2D-T).

Na sequência são apresentadas, na TABELA 4.6, as características das vigas e dos materiais utilizados.

TABELA 4.6: Características das vigas e dos materiais.

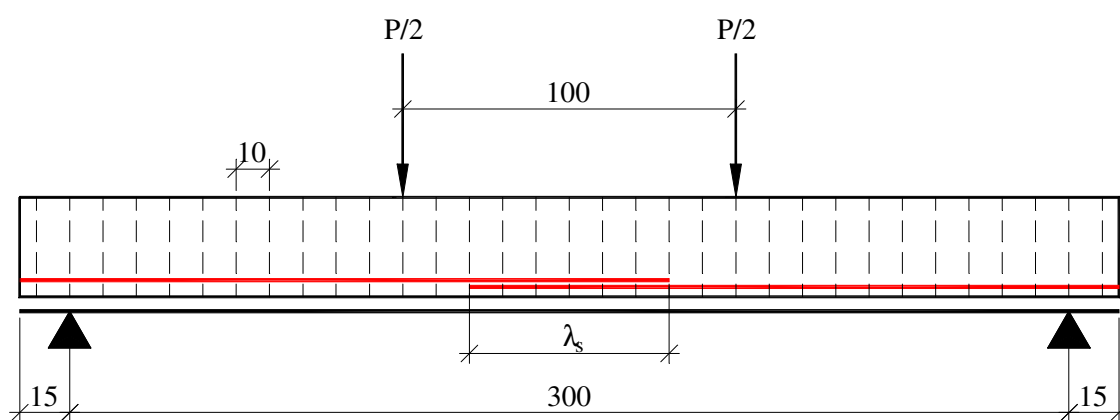
Vigas	b (cm)	h (cm)	C _b (mm)	C _{so} (mm)	C _{si} (mm)	ϕ (mm)	ϕ _s (mm)	f _{ck} (MPa)	f _y (MPa)	• _s (cm)
VRO80-1D-T	15	30	16	16	27	16	6,3	80	650	-
VRO80-2D-T	15	30	32	32	27	16	6,3	80	650	-
VC40-1D-T	15	30	16	16	27	16	6,3	40	500	83
VC40-2D-T	15	30	32	32	27	16	6,3	40	500	53
VC80-1D-T	15	30	16	16	27	16	6,3	80	650	88
VC80-2D-T	15	30	32	32	27	16	6,3	80	650	57
VO40-1D-T	15	30	16	16	27	16	6,3	40	500	83
VO40-2D-T	15	30	32	32	27	16	6,3	40	500	53
VO80-1D-T	15	30	16	16	27	16	6,3	80	650	88
VO80-2D-T	15	30	32	32	27	16	6,3	80	650	57

Onde:

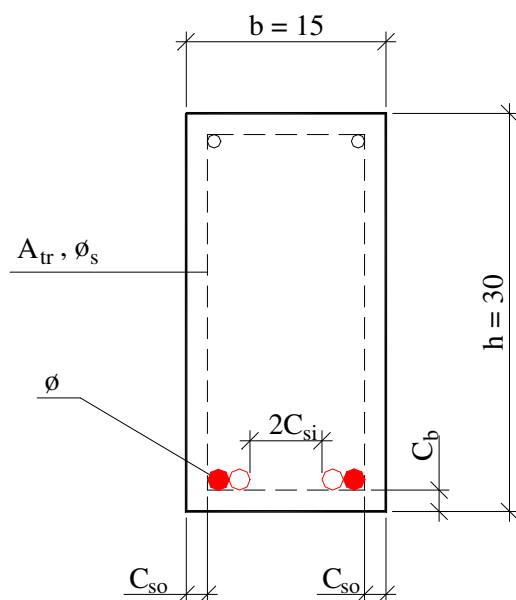
VRO	=	viga de referência com barra octogonal
VC	=	viga com barra circular
VO	=	viga com barra octogonal
40 ou 80	=	resistência do concreto, em MPa
1D ou 2D	=	cobrimento da armadura de 1 diâmetro ou 2 diâmetros
T	=	viga com armadura transversal de confinamento na emenda
B	=	largura da viga, em mm;
H	=	altura da viga, em mm;
C_b	=	cobrimento inferior, em mm;
C_{so}	=	cobrimento lateral da armadura longitudinal, em mm;
C_{si}	=	metade do espaçamento livre entre as barras emendadas, em mm;
ϕ	=	diâmetro da barra emendada, em mm;
ϕ_s	=	diâmetro da armadura transversal, em mm;
f_{ck}	=	resistência à compressão do concreto, em MPa;
f_y	=	tensão de escoamento do aço, em MPa; e,
\bullet_s	=	comprimento de emenda por traspasse, em mm.

4.4 Esquema Estático do Ensaio

Os ensaios seguiram o esquema ilustrado pela FIGURA 4.1.



Seção de viga com emenda justaposta
(cobrimento de armadura = 1ϕ)



Seção de viga com emenda sobreposta
(cobrimento de armadura = 2ϕ)

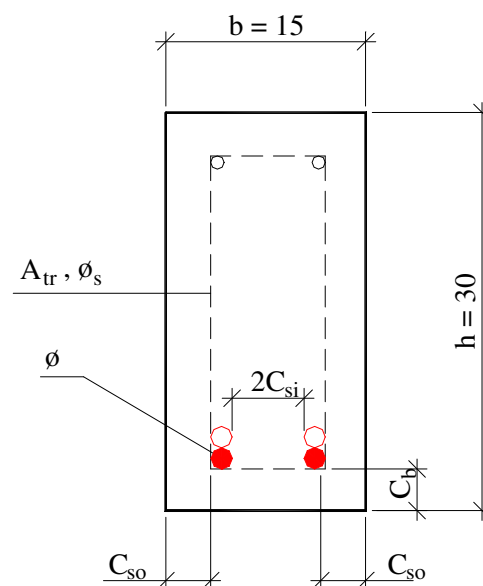


FIGURA 4.1: Esquema estático do ensaio de vigas à flexão simples.

4.5 Procedimentos de Ensaio

Após ter dimensionado e feito detalhamento da armadura necessária para a execução do programa experimental, deu-se o início da confecção dessa armadura. Cortou-se a armadura para o dobramento dos estribos e montagem das armaduras longitudinais. Dobraram-se os estribos através de banca com pinos dispostos segundo as prescrições na NB1 (2001). Amarraram-se os estribos à armadura longitudinal com arames. As vigas foram montadas na Manetoni, em Rio das Pedras-SP, e levadas ao Laboratório de Estruturas e Matérias de Construção da Unicamp. Nas armaduras das vigas de referência foram instalados, na face inferior da armadura longitudinal, extensômetros elétricos para medir o alongamento da armadura a partir da aplicação das cargas no ensaio de tração na flexão. As leituras foram então coletadas e armazenadas no microcomputador.

Foi executada secagem dos materiais segundo estimativa prevista pela dosagem do concreto. Após a secagem foi pesado todo o material segundo o mesmo traço. Foi então executada a homogeneização da sílica ativa junto ao cimento através de tambores fechados.

Aplicou-se desmoldante nas formas de madeira e pouco antes da concretagem posicionou-se a armadura de maneira que fossem respeitados os cobrimentos, por meio de espaçadores, mantendo-se o previsto no dimensionamento. Foi também feita limpeza e aplicação de desmoldante nos moldes dos corpos-de-prova cilíndricos, pouco antes do início da concretagem.

A concretagem foi executada com o auxílio de uma betoneira de eixo centrado para a mistura dos materiais. Para o adensamento do concreto na forma foi utilizado vibrador de imersão tipo agulha e para o adensamento dos corpos-de-prova foi utilizada mesa vibratória. A mistura dos componentes do concreto de alta resistência fez-se na seguinte sequência:

- 1°. Lançou-se 50% do agregado graúdo;
- 2°. Lançou-se 50% da água;
- 3°. Lançou-se o cimento com sílica ativa;
- 4°. Lançou-se 90% dos 50% da água restante misturada com superplastificante;
- 5°. Lançou-se o restante do agregado graúdo;
- 6°. Lançou-se os últimos 5% da água misturada com superplastificante;
- 7°. Por último lançou-se o agregado miúdo.

Para o concreto de resistência convencional (40MPa) não foram utilizados aditivos e sílica ativa.

Transportou-se o concreto da betoneira através de carrinhos de mão e preecheram-se as peças fazendo-se adensamento através do vibrador de imersão tipo agulha. Coletaram-se os corpos-de-prova em todas as betonadas.

Os corpos-de-prova ficaram junto às vigas, nas mesmas condições de umidade. As peças permaneceram cobertas por lonas plásticas até a data do ensaio.

As peças foram levadas ao pórtico de ensaio através de içamento por meio de dispositivo acoplado à empilhadeira, para facilidade de deslocamento e posicionamento na situação de ensaio.

Para o ensaio, posicionou-se a peça conforme esquema estático da figura 4.1. Instalou-se o relógio comparador no centro do vão para medir o deslocamento vertical durante a aplicação das cargas. Para as vigas de referência foram também conectados os fios dos extensômetros elétricos instalados na armadura das vigas ao coletor de dados do microcomputador.

Para os corpos-de-prova foram realizados ensaios de compressão axial, compressão diametral e de módulo de deformação.

Os principais equipamentos e materiais de instrumentação utilizados foram os seguintes:

- a) extensômetros elétricos com sensibilidade de 0,01 mm;
- b) máquina universal de ensaios com capacidade de 400 kN para ensaios estáticos e dinâmicos;
- c) máquina para ensaios de compressão com capacidade de 1200 kN;
- d) indicadores de deformação para uso em extensometria elétrica;
- e) defletômetros;
- f) aquisitor de dados acoplado ao microcomputador; e,
- g) macacos hidráulicos com capacidade de 70 kN até 500 kN.

4.6 Comparação das Equações

Com as informações obtidas nos ensaios das vigas e pelas equações de dimensionamento das normas nacionais e internacionais, foi feito um estudo comparativo. A seguir tem-se os dados das vigas e aplicando-se as equações das normas chega-se a valores de emenda o qual passa-se a comparar com os utilizados no dimensionamento das vigas ensaiadas. Utilizando-se os mesmos dados considerados no dimensionamento das peças ensaiadas (dados da TABELA 4.6) foram aplicadas as equações das normas nacionais e internacionais. Foi levada em consideração a mesma situação de ensaio (esquema estático apresentado na figura 4.1) para todas as normas e chegou-se aos resultados apresentados na TABELA 4.7.

TABELA 4.7: Comparação dos comprimentos de emendas das vigas do ensaio com as normas de dimensionamento nacionais e internacionais.

Vigas	Comprimento de emenda por traspasse \bullet_s (cm)			
	ENSAIO ZUO et al 2000	ACI 318 1999	ABNT NB1-2001	CEB-FIP 1992
	Eq. 3.14	Eq. 3.16	Eq. 3.24	Eq. 3.23
VRO80-1D-T	-	-	-	-
VRO80-2D-T	-	-	-	-
VC40-1D-T	83	100	103	98
VC40-2D-T	53	55	103	93
VC80-1D-T	88	90	85	80
VC80-2D-T	57	50	85	76
VO40-1D-T	83	100	103	98
VO40-2D-T	53	55	103	93
VO80-1D-T	88	90	85	80
VO80-2D-T	57	50	85	76

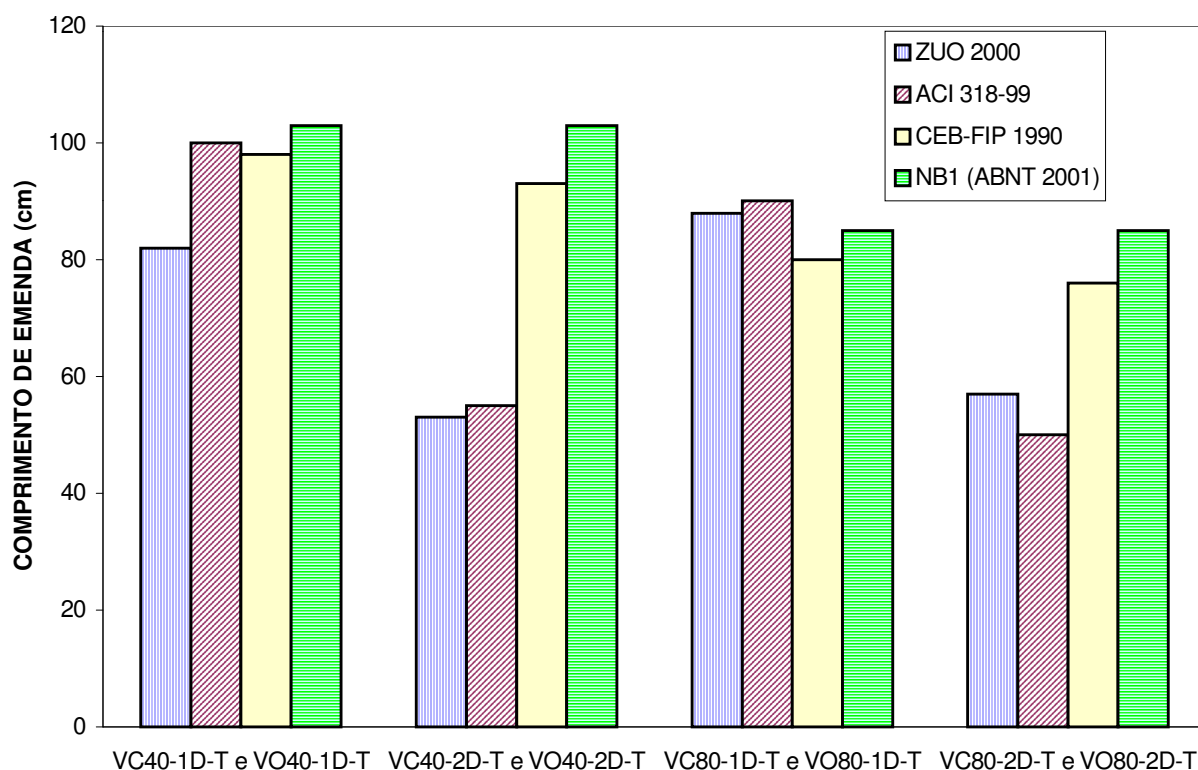


FIGURA 4.2: Gráfico comparativo das emendas por traspasse segundo as equações das normas nacionais e internacionais.

O gráfico da figura 4.2 apresenta um estudo comparativo das equações de dimensionamento das normas vigentes aplicadas às vigas ensaiadas. Para esta situação, a aplicação das equações mostra comprimentos de emenda com pouca variação nas vigas de cobrimento de 16mm. Para as vigas com 32mm de cobrimento os valores se distanciam principalmente nas equações de ZUO e DARWIN (2000) e do ACI 318 (1999) em relação às equações do CEB-FIP (1990) e da norma brasileira NB1 (ABNT, 2001), que são similares. Vale observar que o cobrimento da armadura é uma das variáveis das equações de Zuo et al (2000) e do ACI 318 (1999), o que não acontece nas outras equações. Cabe também salientar que as normas são um pouco conservadoras em relação aos coeficientes aplicados em caso de emenda de todas as barras numa mesma seção, embora, esta seja uma situação pouco usual em detalhamento, pois deve-se evitar, sempre que se possa, com a alternância do posicionamento das emendas.

5 RESULTADOS

Podemos verificar os resultados obtidos nos ensaios dos materiais usados na confecção dos corpos-de-prova e os resultados do comportamento da estrutura na realização dos ensaios das peças.

5.1 Propriedades Mecânicas do Concreto

Na TABELA 5.1 estão os resultados das propriedades mecânicas do concreto obtidos através de ensaios realizados nas mesmas datas dos ensaios das vigas.

TABELA 5.1: Resultados das propriedades mecânicas dos concretos.

VIGAS	Concr etagem	Ensaio	Idade	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_{sec} (GPa)
VRO80-1D-T	11/10/2001	20/02/2002	129 dias	82	5,6	45
VRO80-2D-T	11/10/2001	20/02/2002	129 dias	82	5,6	45
VC40-1D-T	29/11/2001	21/02/2002	82 dias	43	2,7	25
VC40-2D-T	29/11/2001	21/02/2002	82 dias	43	2,7	25
VC80-1D-T	03/12/2001	22/02/2002	79 dias	92	6,1	45
VC80-2D-T	03/12/2001	22/02/2002	79 dias	92	6,1	45
VO40-1D-T	01/11/2001	21/02/2002	110 dias	39	3,1	45
VO40-2D-T	01/11/2001	20/02/2002	109 dias	39	3,1	25
VO80-1D-T	11/10/2001	21/02/2002	130 dias	82	5,6	45
VO80-2D-T	11/10/2001	20/02/2002	129 dias	82	5,6	45

Onde,

f_{cm} = resistência média do concreto à compressão;

f_{ctm} = resistência média do concreto à tração;

E_{sec} = módulo de elasticidade secante do concreto.

A diferença da data da moldagem das vigas em relação à execução dos ensaios se deve ao acúmulo de trabalhos no Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção, disponibilidade dos equipamentos e pessoal. Os resultados obtidos estão próximos aos nominais, não interferindo nas hipóteses propostas de dimensionamento previstas.

Nas figuras 5.1 e 5.2 são apresentados os gráficos tensão x deformação dos concretos de 40 e 80 MPa, respectivamente, com seus módulos de elasticidade.

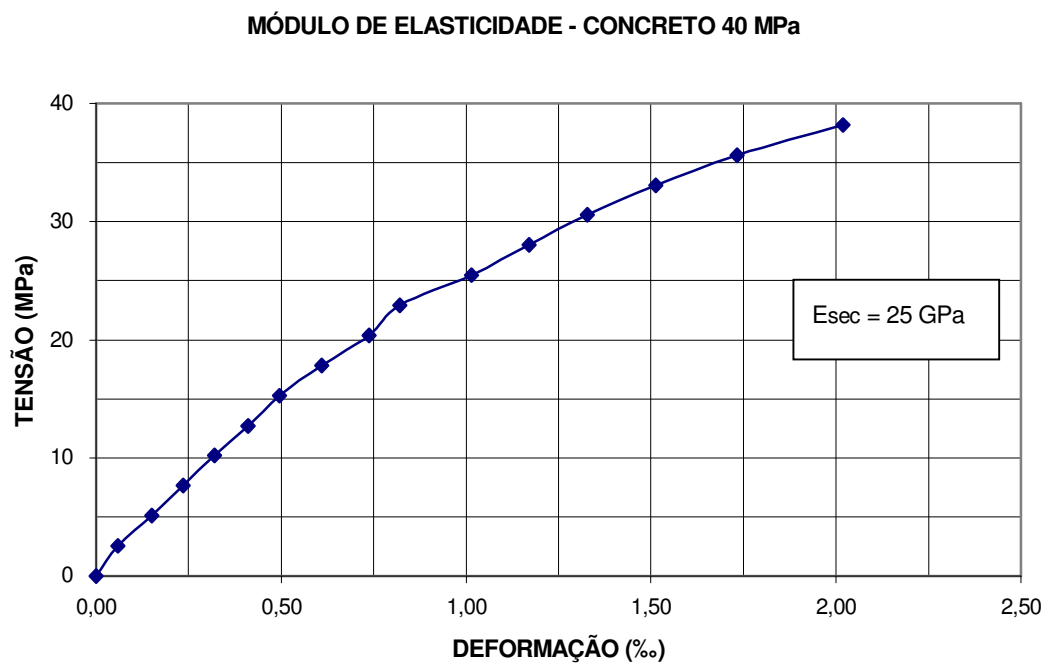


FIGURA 5.1: Gráfico tensão x deformação do concreto convencional.

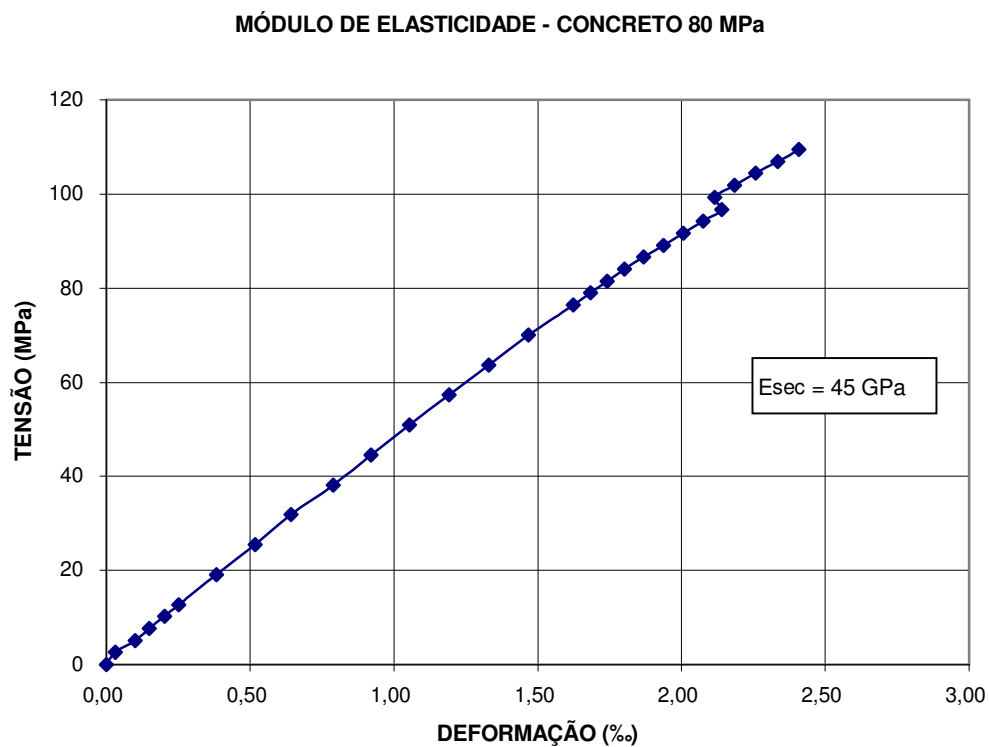


FIGURA 5.2: Gráfico tensão x deformação do concreto de alta resistência.

5.2 Propriedades do Aço

Na figura 5.3 é apresentado o gráfico de tensão x deformação para os aços utilizados no ensaio e as características mecânicas obtidas no ensaio do aço convencional.

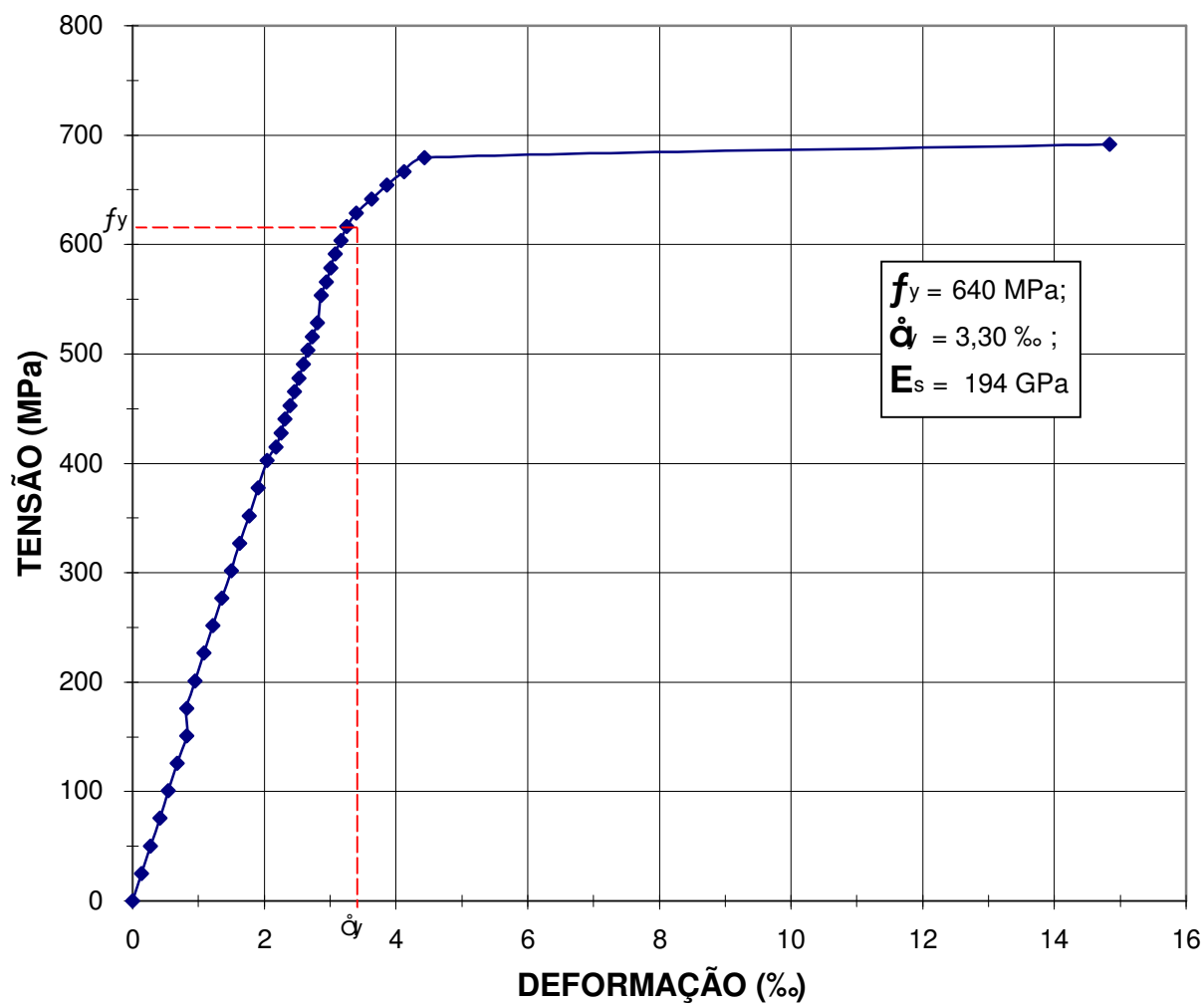


FIGURA 5.3: Gráfico tensão x deformação do aço circular.

Na figura 5.4 é apresentado o gráfico de tensão x deformação para os aços usados no ensaio e as características mecânicas obtidas no ensaio do aço octogonal.

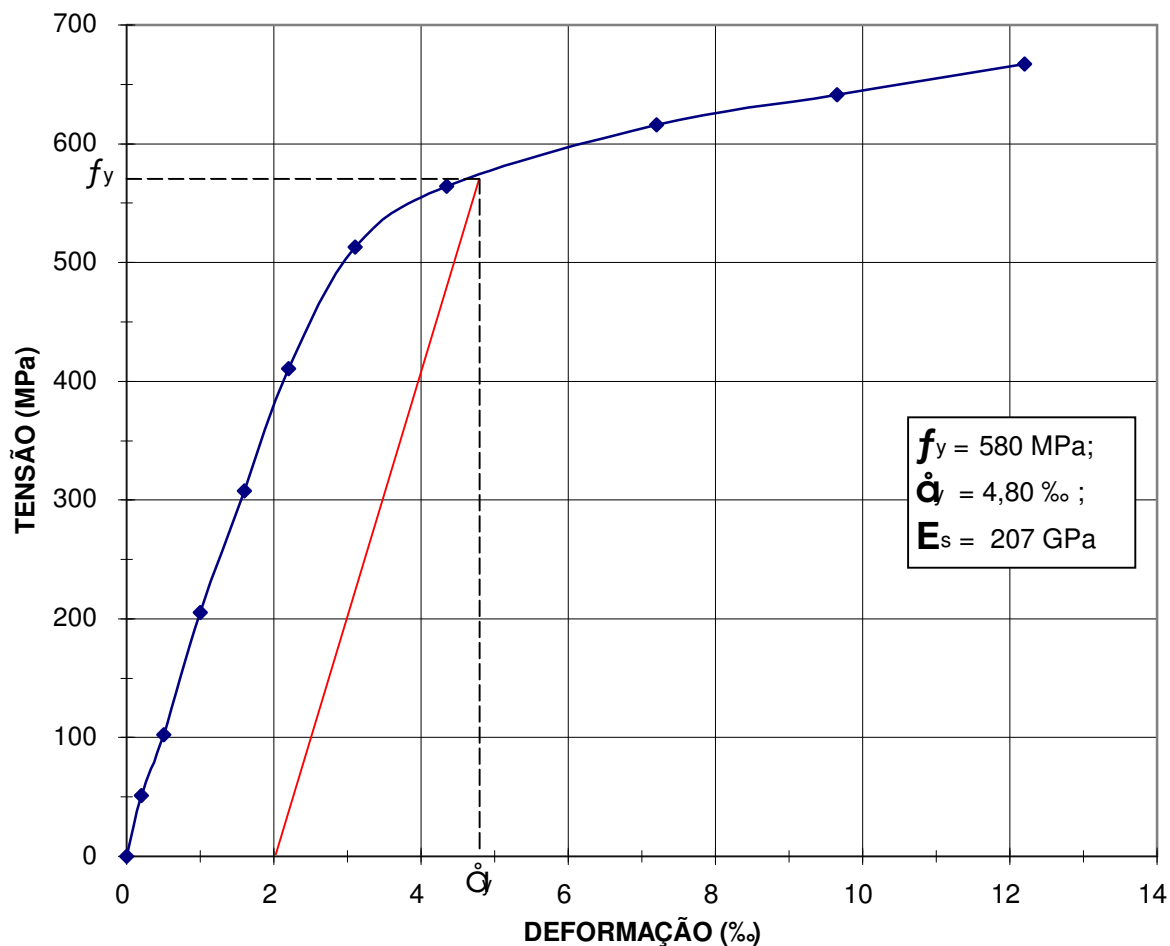


FIGURA 5.4: Gráfico tensão x deformação do aço de núcleo octogonal.

Os resultados característicos dos aços usados no ensaio estão na TABELA 5.2. Valores obtidos através de ensaios de caracterização dos materiais, pelo Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção (LEMC) da Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP). Os ensaios foram feitos de acordo com a norma NBR 6152 (ABNT, 1992).

TABELA 5.2: Características mecânicas dos aços usados no ensaio.

tipo	BITOLA (mm)	f_{YK} (MPa)	f_{st} (MPa)	Alongamento (%)
CIRCULAR	6,3	600	865	10,0
Circular	16	640	800	13,8
OCTOGONAL	16	580	847	11,3

5.3 Cargas de Ruptura

Como comparativo segue na TABELA 5.3 os resultados das cargas de rupturas das vigas ensaiadas (ver figuras A.1 à A.10 do anexo), conforme o programa experimental.

TABELA 5.3: Resultados das Cargas de Ruptura conforme Prevista e de Ensaio.

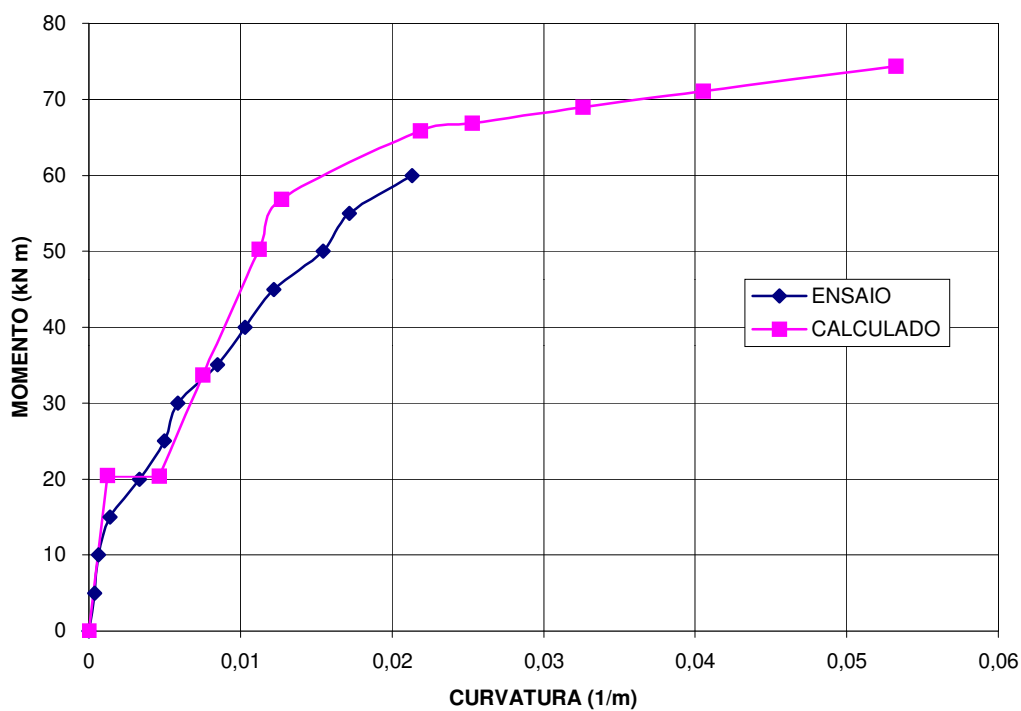
Vigas	C_b (mm)	$\bullet d$ (cm)	$P_{U(prevista)}$ (N)	$P_{U(ensaio)}$ (N)	$\frac{P_{U(ensaio)}}{P_{U(prevista)}}$
VRO80-1D-T	16	-	1237	1210	0,98
VRO80-2D-T	32	-	1163	1010	0,87
VC40-1D-T	16	83	1120	1140	1,02
VC40-2D-T	32	53	1052	1050	1,00
VC80-1D-T	16	88	1159	1135	0,98
VC80-2D-T	32	57	1090	1060	0,97
VO40-1D-T	16	83	1189	1220	1,03
VO40-2D-T	32	53	1114	1000	0,90
VO80-1D-T	16	88	1237	1300	1,05
VO80-2D-T	32	57	1163	1100	0,95

Para a determinação da previsão das cargas de ruptura das peças levou-se em consideração a verificação pelas equações de equilíbrio da seção retangular da peça submetida à flexão simples.

5.4 Momento x Curvatura das Vigas

Para a verificação do desempenho das peças ensaiadas foi feito um estudo comparativo do Momento x Curvatura. Foram calculados através da teoria desenvolvida por NILSON (1997) os valores do momento x curvatura usando-se os dados característicos dos materiais ensaiados separadamente. Através do deslocamento vertical (flecha) obtida com a aplicação da carga lançou-se a curva momento x curvatura do ensaio das peças.

Seguem os resultados comparativos entre para a relação momento x curvatura das vigas ensaiadas.



FUGURA 5.5: Gráfico Momento x Curvatura da viga VRO80-1D-T

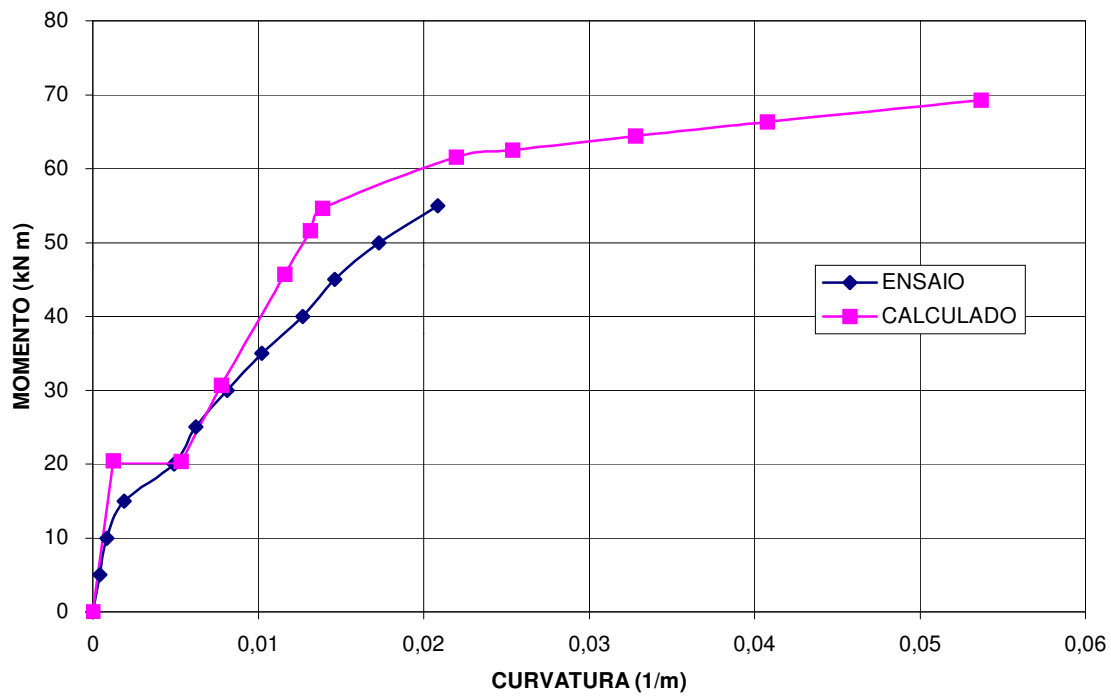


FIGURA 5.6: Gráfico Momento x Curvatura da viga VRO80-2D-T

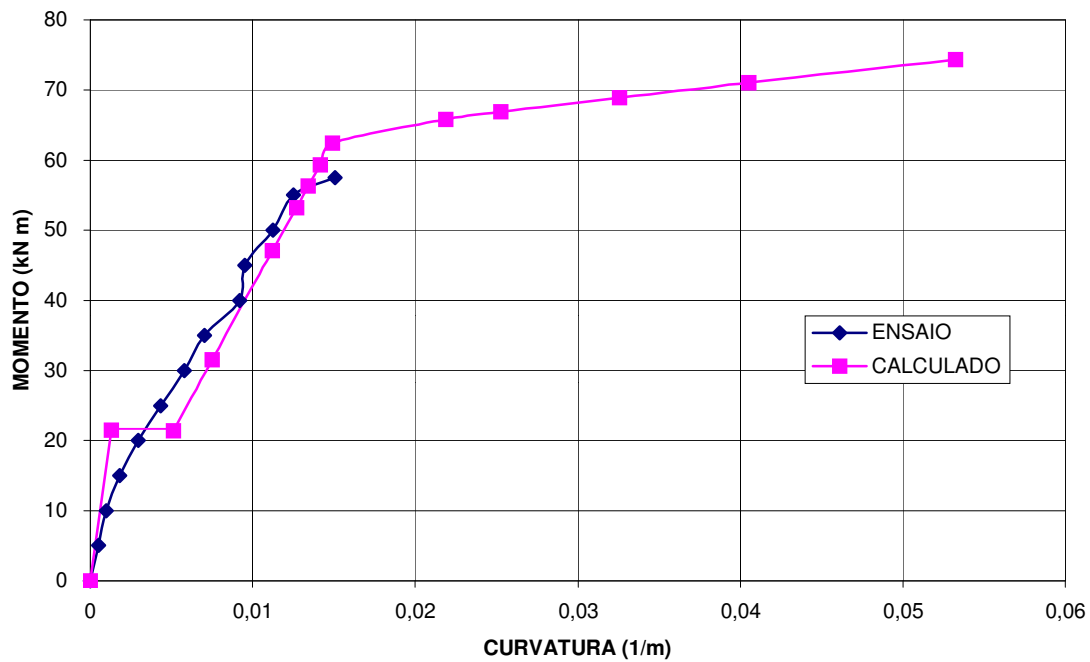


FIGURA 5.7: Gráfico Momento x Curvatura da viga VC80-1D-T

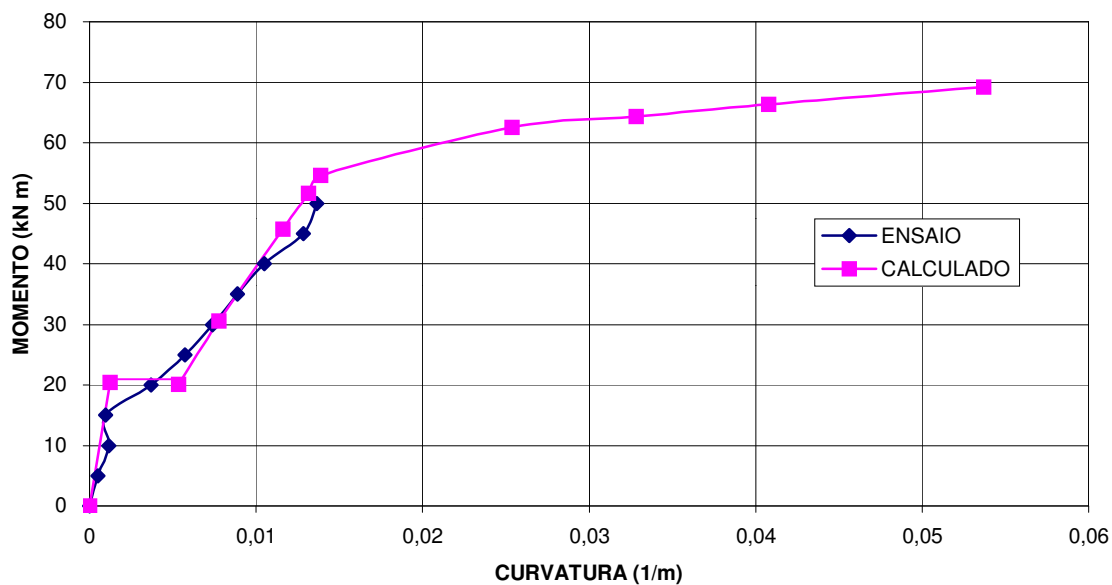


FIGURA 5.8: Gráfico Momento x Curvatura da viga VC80-2D-T

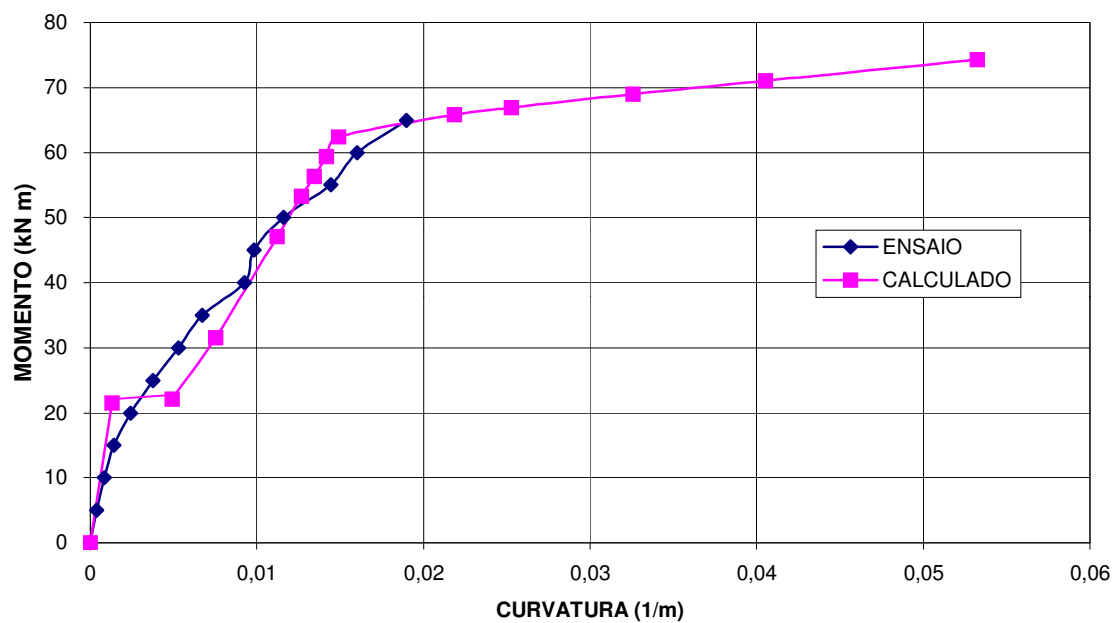


FIGURA 5.9: Gráfico Momento x Curvatura da viga VO80-1D-T.

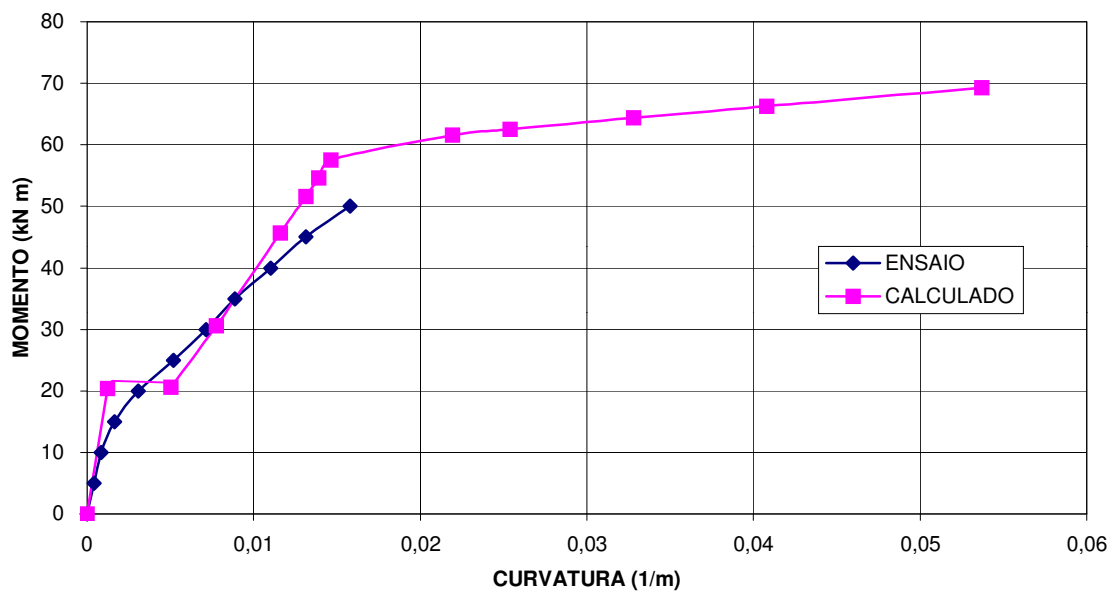


FIGURA 5.10: Gráfico Momento x Curvatura da viga VO80-2D-T.

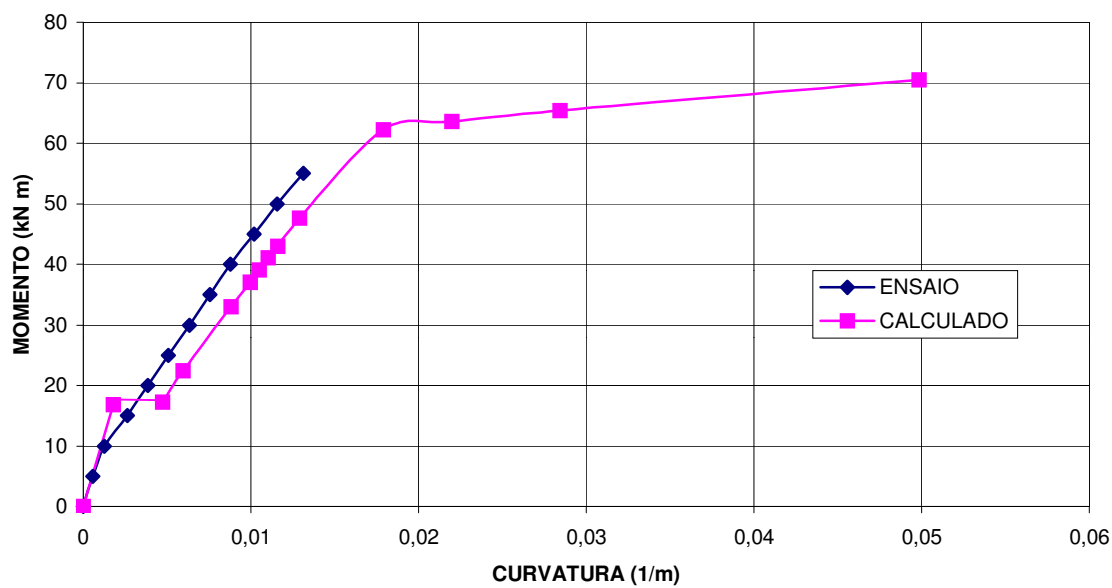


FIGURA 5.11: Gráfico Momento x Curvatura da viga VC40-1D-T.

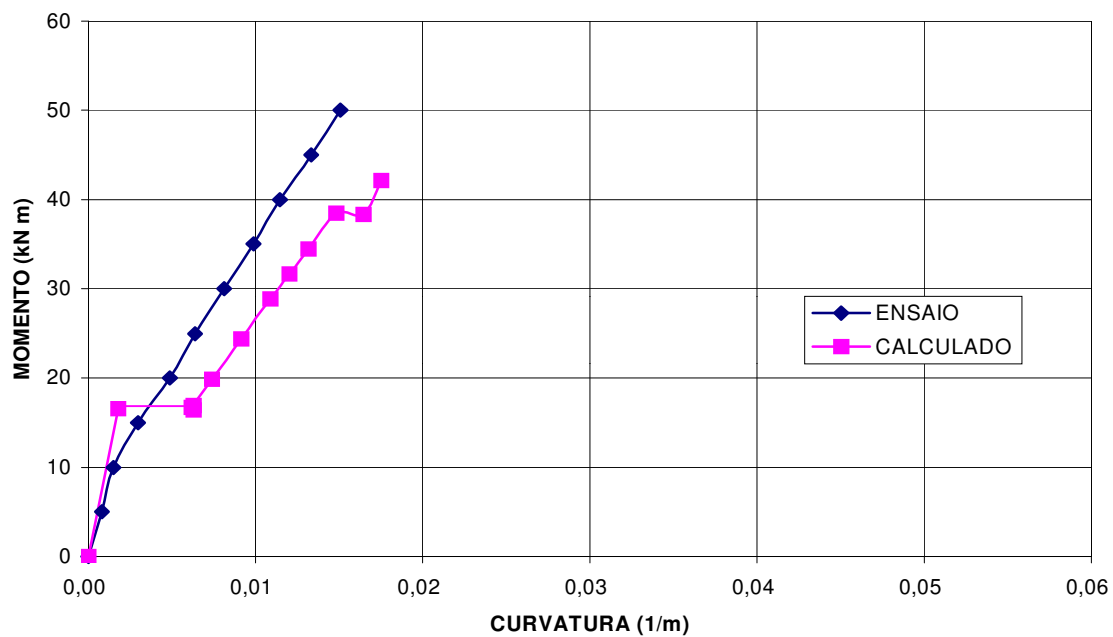


FIGURA 5.12: Gráfico Momento x Curvatura da viga VC40-2D-T.

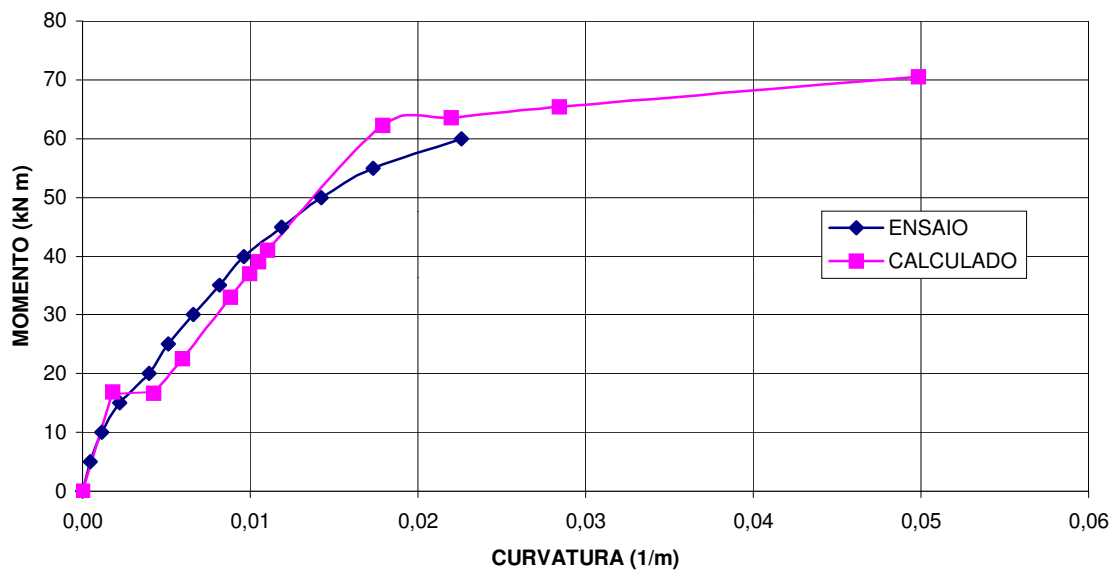


FIGURA 5.13: Gráfico Momento x Curvatura da viga VO40-1D-T.

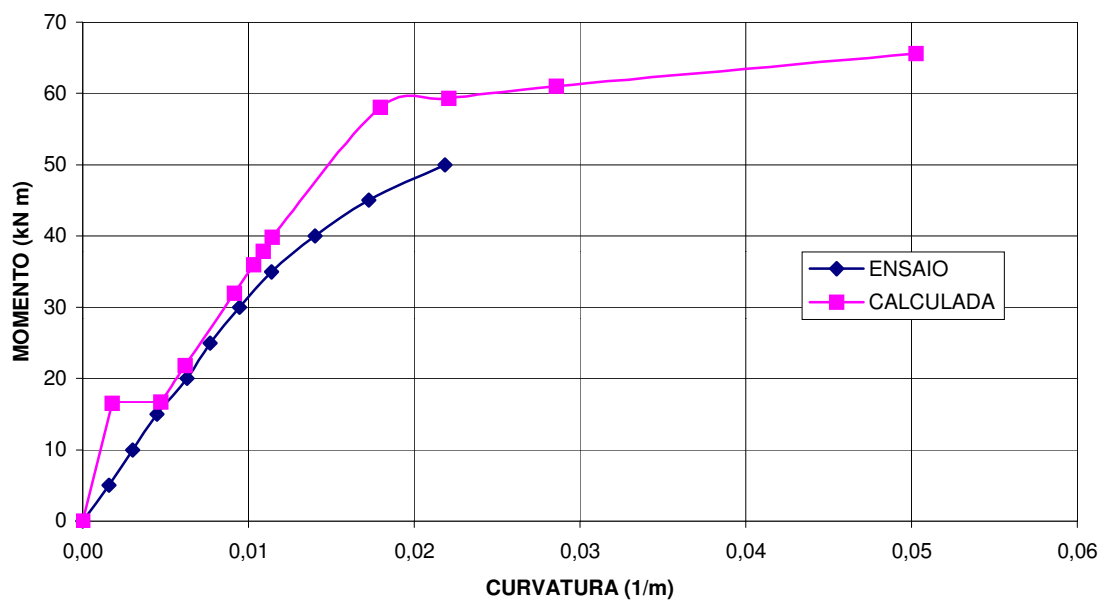


FIGURA 5.14: Gráfico Momento x Curvatura da viga VO40-2D-T.

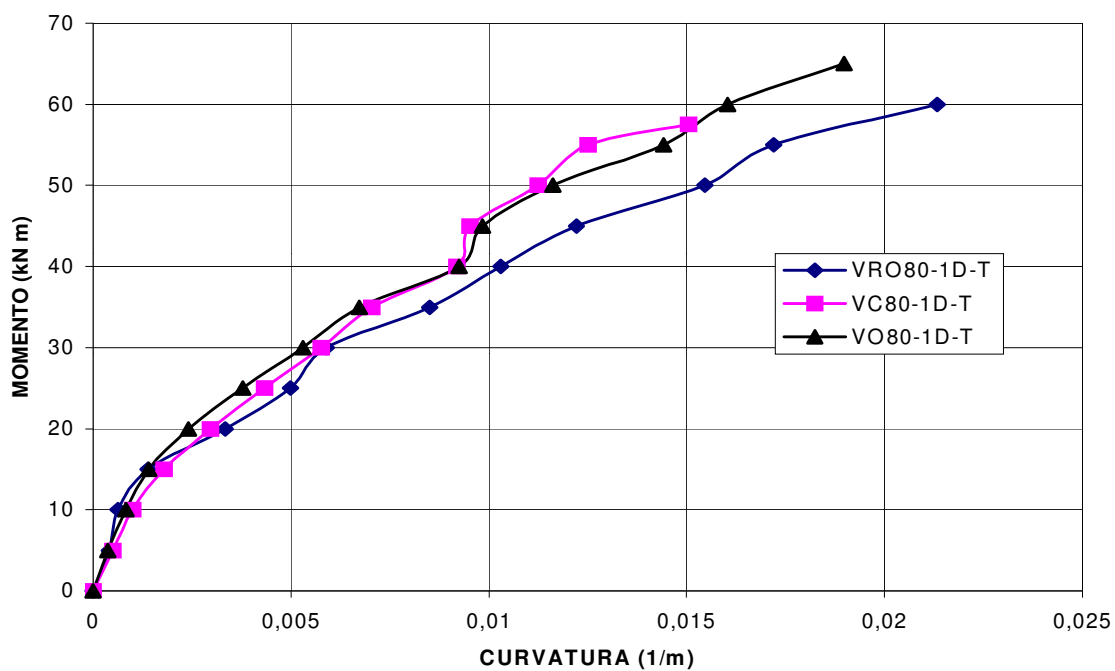


FIGURA 5.15: Gráfico comparativo Momento x Curvatura – vigas 80 MPa com 1D.

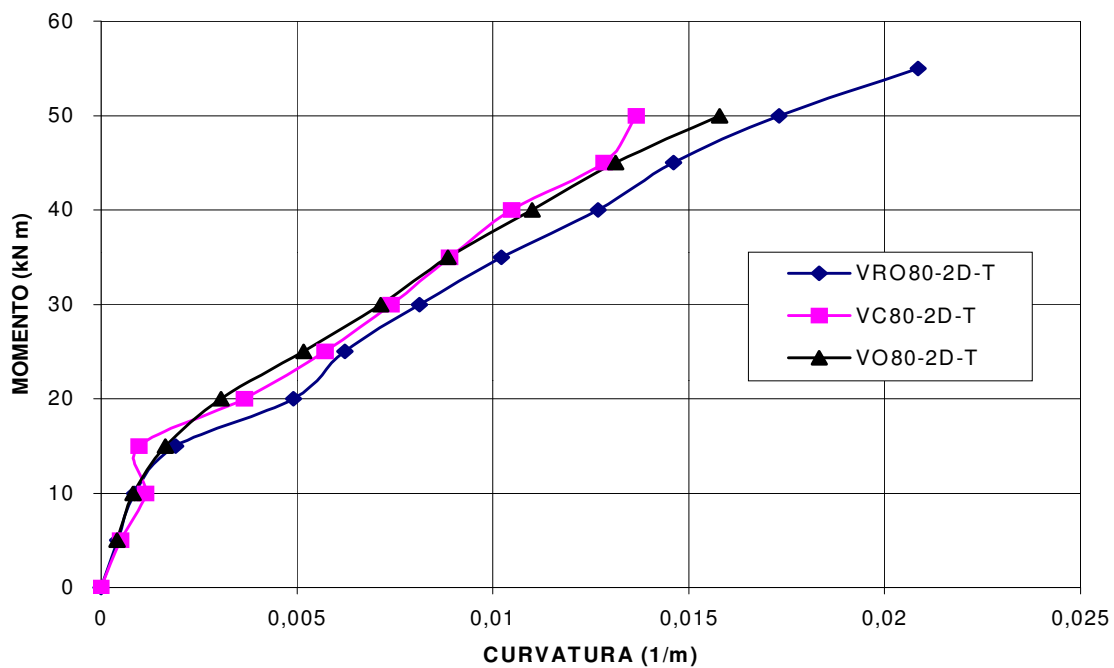


FIGURA 5.16: Gráfico comparativo Momento x Curvatura – vigas 80 MPa com 2D.

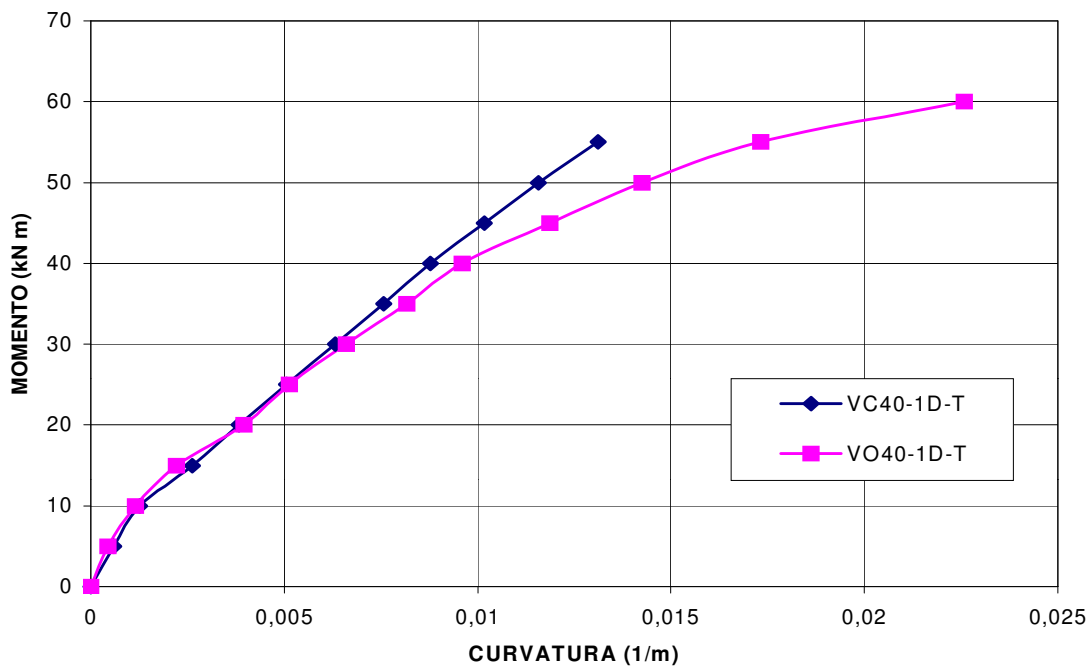


FIGURA 5.17: Gráfico comparativo Momento x Curvatura – viga 40 MPa com 1D.

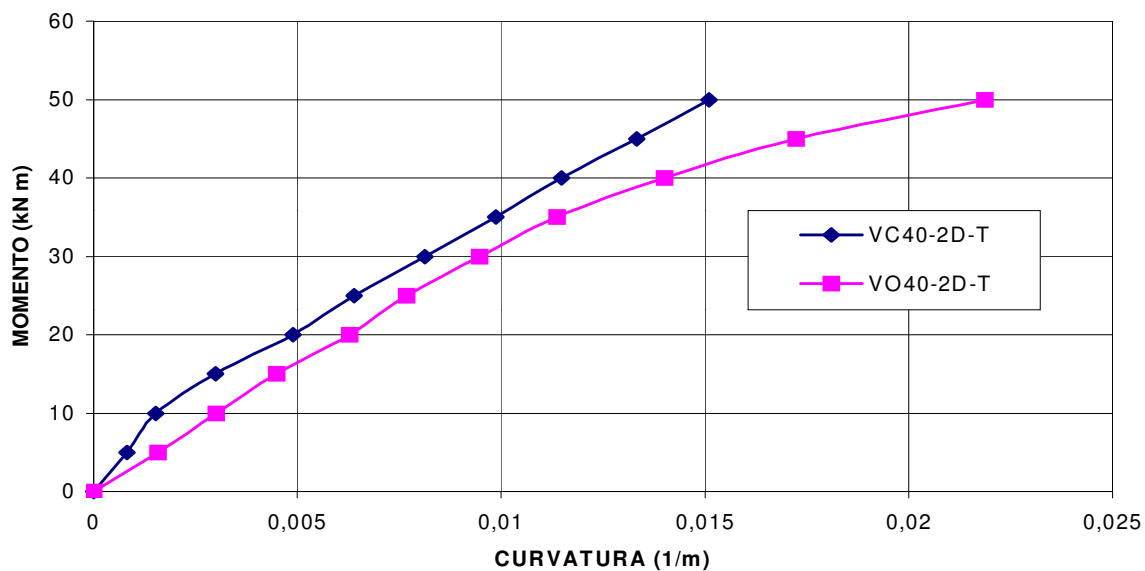


FIGURA 5.18: Gráfico comparativo Momento x Curvatura - viga 40 MPa com 2D.

As curvas que representam os resultados experimentais da relação momento x curvatura, não acompanharam as teóricas, até o final, devido à retirada do relógio que mede o deslocamento vertical quando a peça já havia atingido estados limites devido à deformação excessiva.

6 DISCUSSÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

As vigas não se comportaram da forma descrita nos artigos de DARWIN et alii (1992 e 1996) e ZUO et al (2000) os quais indicam que, pela equação de dimensionamento, a ruptura das emendas das barras ocorre no instante em que a armadura entra em escoamento. Embora a ruptura da emenda não tenha sido verificada visualmente como ocorreu nos ensaios de Darwin et alii, a diferença entre as cargas de ruptura de ensaio e a prevista pelos cálculos foi muito pequena, conforme mostrado na tabela 5.3.

O comportamento das fissuras na região da emenda, principalmente nas vigas de concreto de resistência convencional (40 MPa), mostra uma tendência de destacamento da região da emenda devido às fissuras horizontais (ver figura 6.4).

O comportamento e o desempenho das peças armadas com aço octogonal foi muito parecido com o das peças armadas com aço circular baseado no comparativo das curvas Momento x Curvatura, conforme apresentado nas figuras 5.15 a 5.18.

6.1 Análise da Fissuração das Vigas

O comportamento da fissuração das vigas de referência é típico de vigas subarmadas submetidas à flexão. O comportamento foi praticamente o mesmo tanto na viga com cobrimento de armadura de 16mm (VRO80-1D-T) quanto para a viga de cobrimento de 32mm (VRO80-2D-T). As fissuras verticais acompanhando os estribos predominaram, como pode-se verificar nas figuras 6.1 e 6.2. As fissuras chegaram muito próximas da borda superior, borda em que o concreto está comprimido, mostrando que, devido à alta resistência do concreto, a linha neutra está muito próxima da face superior da peça.

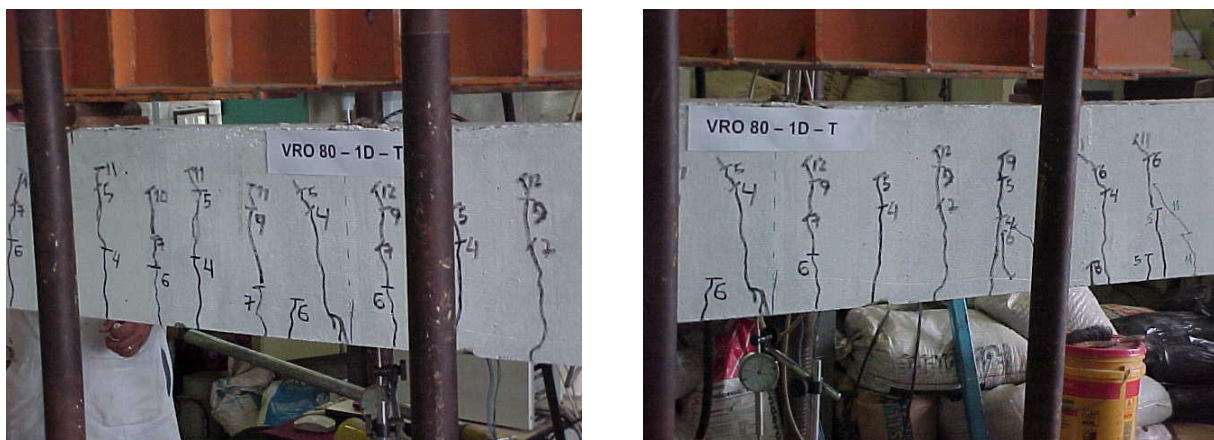


FIGURA 6.1: Vista lateral da viga de referência VRO80-1D-T com o mapa das fissuras, após a realização do ensaio.

Na viga de referência VRO80-1D-T verificou-se que as fissuras de flexão permaneceram dispostas verticalmente até a peça chegar à ruptura, ocorrida pelo escoamento da armadura.



Vista lateral da VRO80-2D-T



Vista lateral e inferior da VRO80-2D-T

FIGURA 6.2: Vista da face lateral e inferior da viga de referência VRO80-2D-T com o mapa da fissuração, após a realização do ensaio.

Analisando-se o desenvolvimento das fissuras conforme a figura 6.2 verificou-se que elas acompanharam os estribos tanto na face lateral como na inferior, já que os cobrimentos são os mesmos.

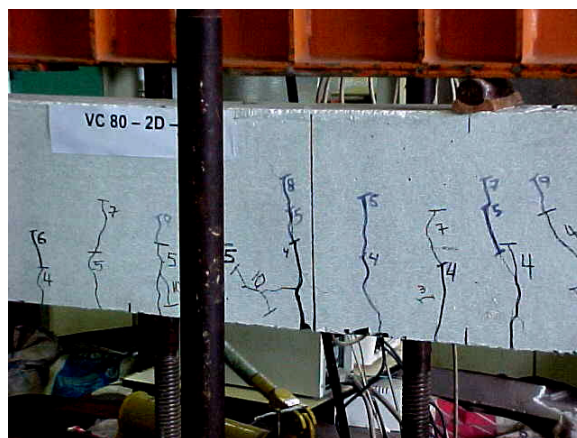
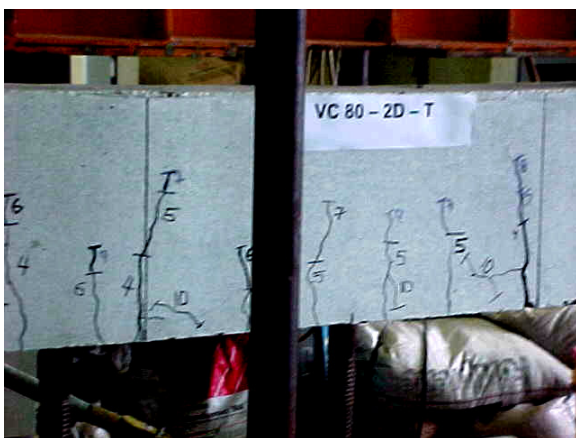


FIGURA 6.3: Vista da face lateral e inferior da viga de referência VC80-2D-T com o mapa da fissuração, após a realização do ensaio.

Na figura 6.3, em que é mostrada a viga com emenda, pode-se observar que as fissuras tiveram um desenvolvimento ao longo da aplicação do carregamento, diferente do ocorrido com as vigas de referência. Há uma possível tendência de ruptura da emenda, devido à verificação do aparecimento de fissuras paralelas à armadura longitudinal na região da emenda. Observa-se ainda que estas fissuras se iniciam no ponto onde as barras começam a ser traspassadas.

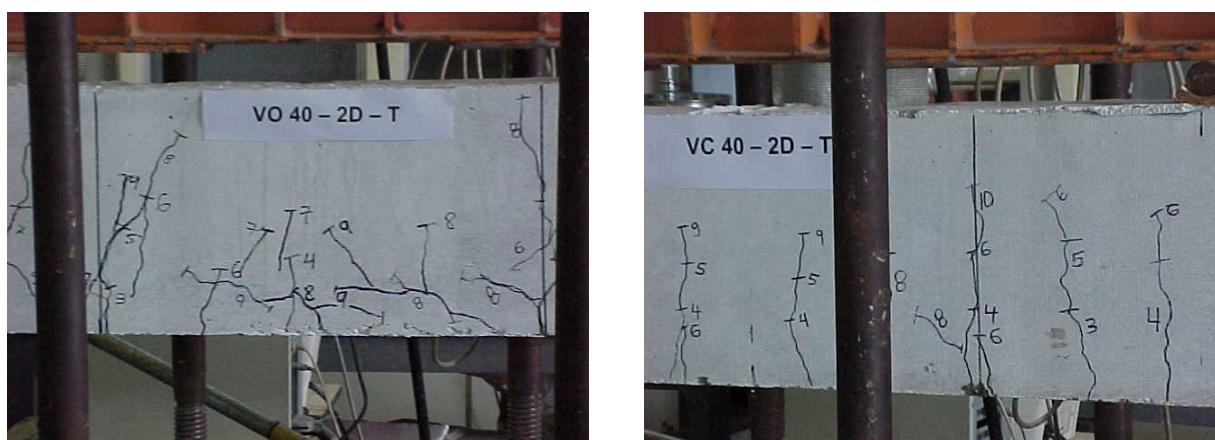


FIGURA 6.4: Vista lateral das vigas VO40-2D-T e VC40-2D-T após o ensaio.

Na figura 6.4 verifica-se um comparativo da fissuração em vigas com concreto de resistência convencional e aços octogonais e circulares. Observa-se o aparecimento de fissuras paralelas à armadura longitudinal, principalmente na viga de aço octogonal, na região da emenda (demarcada pelos traços verticais). Na viga com aço octogonal foi verificada ruptura da emenda. Possivelmente, devido ao confinamento feito pelos estribos, não houve o destacamento da camada de concreto abaixo da emenda. Após o término do ensaio, com leves marteladas, a camada de concreto sob a emenda se soltou, como se observa na figura 6.5. A viga com aço circular mostrou um comportamento da fissuração semelhante ao das vigas de referência, com aparecimento de poucas fissuras inclinadas ou horizontais.



FIGURA 6.5: Vista lateral da viga VO40-2D-T após o ensaio

Nas vigas de concreto de alta resistência com 32mm de cobrimento, conforme apresentadas na figura 6.6, houve também o aparecimento de fissuras horizontais bem próximas ao início do traspasse das barras.

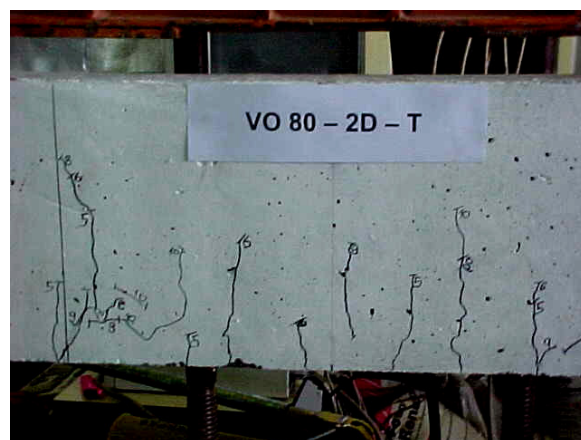


FIGURA 6.6: Vista da face lateral das vigas VC80-1D-T e VO80-2D-T

Na figura 6.7 pode-se observar que poucas fissuras inclinadas ou horizontais apareceram na região da emenda.



FIGURA 6.7: Vista da face lateral da viga VC40-2D-T com o mapa da fissuração após a realização do ensaio.

6.2 Análise do Diagrama Momento x Curvatura das Vigas

Através dos diagramas Momento x Curvatura das vigas ensaiadas pode-se verificar o desempenho das peças durante o ensaio, com comparações feitas em relação à curva ajustada, conforme as propriedades dos materiais, concreto e aço, ensaiados separadamente no laboratório. Essa curva tem grande importância no estudo de ductilidade da peça, bem como para considerar a redistribuição dos momentos elásticos que acontecem na maioria das estruturas de concreto, antes do colapso. Vamos considerar a figura 6.8 para tomar como base o que ocorre na relação Momento x Curvatura das seções de concreto armado, segundo NILSON (1997).

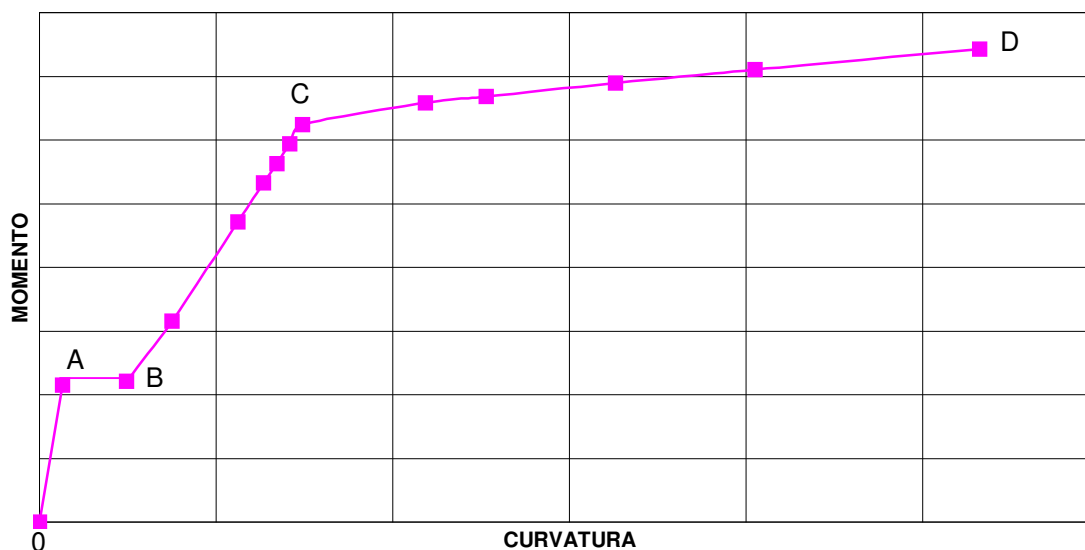


FIGURA 6.8: Relação Momento x Curvatura para seção de concreto armado.

A reta OA corresponde à situação em que a peça de concreto está no estágio elástico não fissurado do carregamento. No ponto A a tensão no concreto é exatamente igual ao módulo de ruptura à tração e o aço está bem abaixo do escoamento. Quando ocorre fissuração por tração na seção, a rigidez é imediatamente reduzida e a curvatura aumenta do ponto A para o ponto B, sem aumento no momento. A partir deste ponto a análise passa a ser feita baseada na seção transformada fissurada. Do ponto B ao ponto C admite-se o concreto na faixa inelástica do carregamento, com o aço escoando no ponto C. O ponto D representa a deformação última na face superior do concreto, com o aço já escoado.

Para as vigas ensaiadas (ver figura 5.5 à figura 5.15) pode-se verificar que elas tiveram comportamento praticamente muito parecido ao ajustado pelas propriedades dos materiais, ou seja, a emenda funcionou. Nas curvas Momento x Curvatura de várias vigas é bem nítido o instante do aparecimento das fissuras de tração. Observa-se ainda que a ruptura das peças acontece no momento em que a armadura entra em escoamento, ficando bem caracterizado próximo ao ponto C da curva ajustada.

Nos gráficos Momento x Curvatura para a comparação das vigas de aço octogonal e circular (figura 5.16 a 5.19) verifica-se que o desempenho das peças com os dois tipos de aço são muito parecidos, mesmo quando se varia o cobrimento da armadura e a resistência do concreto.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste trabalho foram rompidas dez vigas, sendo seis de concreto de alta resistência e ($f_{ck} \bullet 80$ MPa) e quatro de resistência média ($f_{ck} \bullet 40$ MPa), com a finalidade de testar as equações do modelo estatístico de ZUO e DARWIN (2000) na previsão da resistência da emenda por traspasse da armadura longitudinal.

Foram também experimentadas como armadura longitudinal barras de seção transversal octogonal que constituem uma novidade no mercado. Este tipo de barra de armadura teve o seu comportamento na emenda por traspasse comparada com as barras convencionais.

Todas as vigas tiveram a emenda por traspasse da armadura longitudinal numa região de momento constante. Em todas elas foi utilizada armadura transversal de confinamento na região da emenda. Todas foram sub armadas para que o fim do ensaio se desse ou com a ruptura da emenda por traspasse ou por escoamento da armadura longitudinal.

As seguintes conclusões podem ser tiradas dos resultados dos ensaios e na discussão dos mesmos:

- a) As vigas de concreto de alta resistência ($f_{ck} \bullet 80$ MPa) cujo dimensionamento do comprimento de emenda foram determinados pela equação de ZUO et al (2000) não apresentaram ruptura da emenda, ocorrendo o escoamento da armadura fora da

região da emenda. Conclui-se que assim que estes exemplares não apresentaram resultados satisfatórios com relação aquela equação, ou seja, não obedeceu ao modelo preconizado por ZUO et al (2000) para concretos de alta resistência.

- b) As vigas de concreto de media resistência ($f_{ck} = 40$ MPa) tiveram suas emendas rompidas, demonstradas por vasta fissuração na região e conseqüente queda da camada de cobrimento inferior de concreto. Isto ocorreu antes da armadura atingir o escoamento como prevê a equação de ZUO et al (2000) utilizada para o dimensionamento dos exemplares. Conclui-se, portanto, que estas vigas obedeceram ao modelo que serviu de guia para o seu estudo, tanto na intensidade da resistência da emenda como na abundante fissuração na região.
- c) As barras protótipos de núcleo octogonal tiveram comportamento similar na emenda por tração na flexão tanto para peças de concreto de média como para concreto de alta resistência. Apesar da aparente diminuição das saliências (baixa área relativa de nervura) das barras octogonais elas apresentaram resultados bem próximos dos das barras convencionais.
- d) Tanto as equações da bibliografia internacional como as dos códigos e normas se mostraram conservadoras no calculo do comprimento de emenda por traspasse. Os valores destes comprimentos fornecidos pelas equações de ZUO et al (2000) foram bem menores que os fornecidos pelas normas consultadas. Como para o concreto de alta resistência, a emenda não foi rompida no ensaio conclui-se que as equações de calculo da emenda normas são muito conservadoras.
- e) A comparação da curva Momento x Curvatura das vigas de aço convencional ou octogonal (barras emendadas) com vigas de referência (barras inteiras) mostrou que não ocorrendo ruptura da emenda, essas curvas são similares.

Para a realização de futuras pesquisas e experimentos sobre o tema deste trabalho sugere-se que:

- a) o número de peças seja maior, para que se possa fazer uma análise estatística dos resultados dos ensaios;
- b) as peças sejam instrumentadas para um acompanhamento das tensões nas barras ao longo do carregamento;
- c) sejam feitos ensaios com diferentes tipos de agregados, para verificação de sua influência;
- d) sejam feitas peças sem armadura transversal de confinamento, para análise das equações que fazem esta consideração; e,
- e) sejam ensaiadas peças dimensionadas pelas equações das normas vigentes, para verificação dessas equações.

ANEXO

TABELAS E FIGURAS

TABELA A.1: Cimento Portland de Alta Resistência Inicial CP V – ARI

Composição Química	
SiO ₂	19,45%
Al ₂ O ₃	4,86%
Fe ₂ O ₃	3,12%
CaO	64,44%
MgO	0,62%
SO ₃	2,94%
K ₂ O	0,70%
PF (1000°C)	2,92%
Características Físicas	
Finura (Blaine)	461,80 m ² /kg
Início de pega	138 min.
Fim de pega	200 min.
Características Mecânicas	
Resistência à Compressão	
1 dia	29,20 MPa
3 dias	42,60 MPa
7 dias	46,90 MPa
28 dias	56,10 MPa

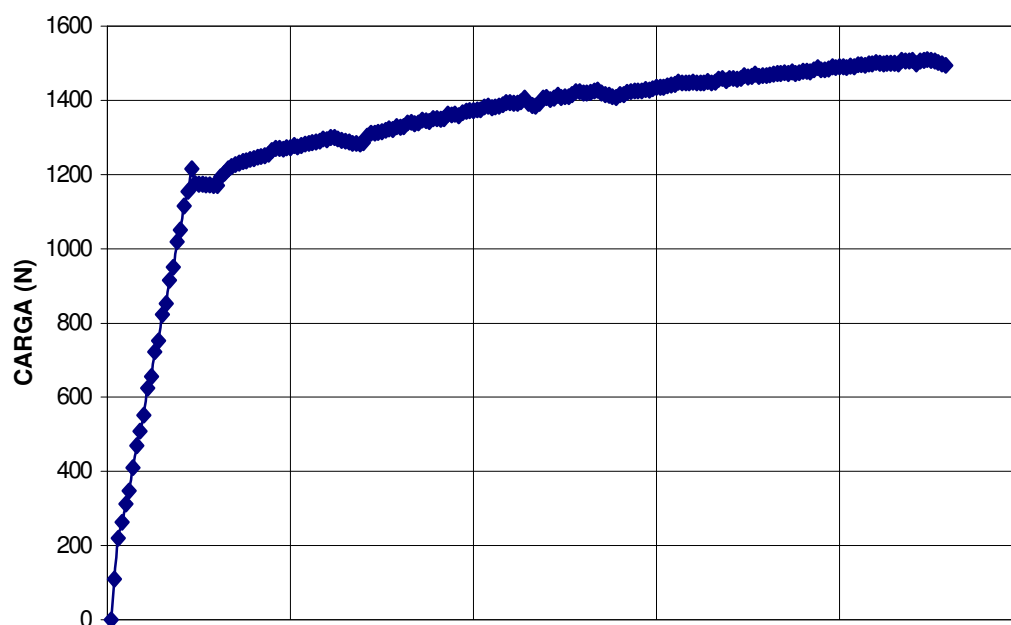


FIGURA A.1: Gráfico da aplicação da carga na viga VRO80-1D-T

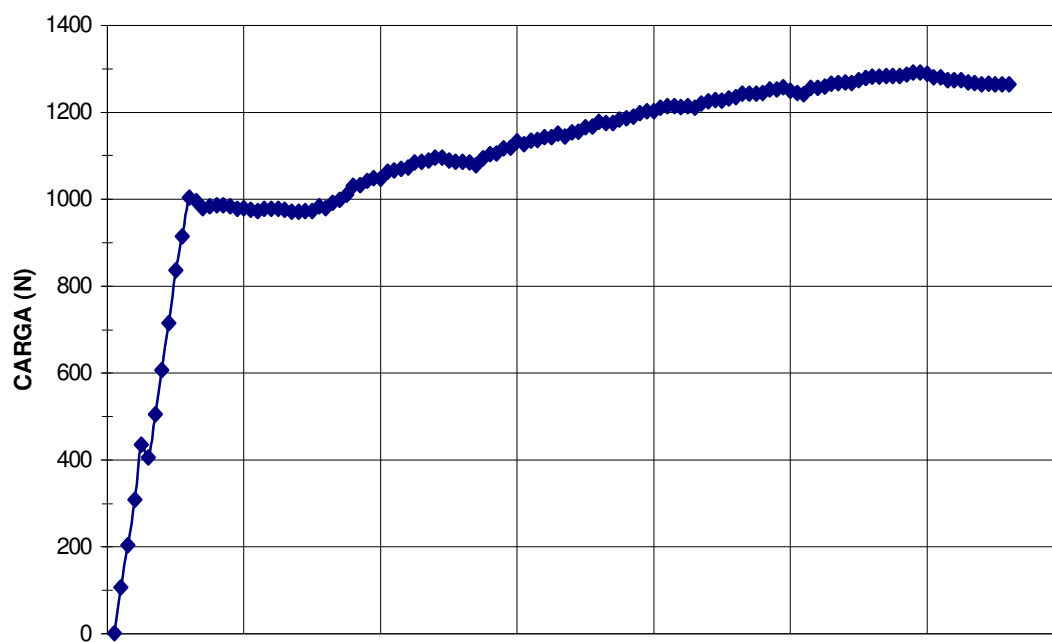


FIGURA A.2: Gráfico da aplicação da carga na viga VRO80-2D-T

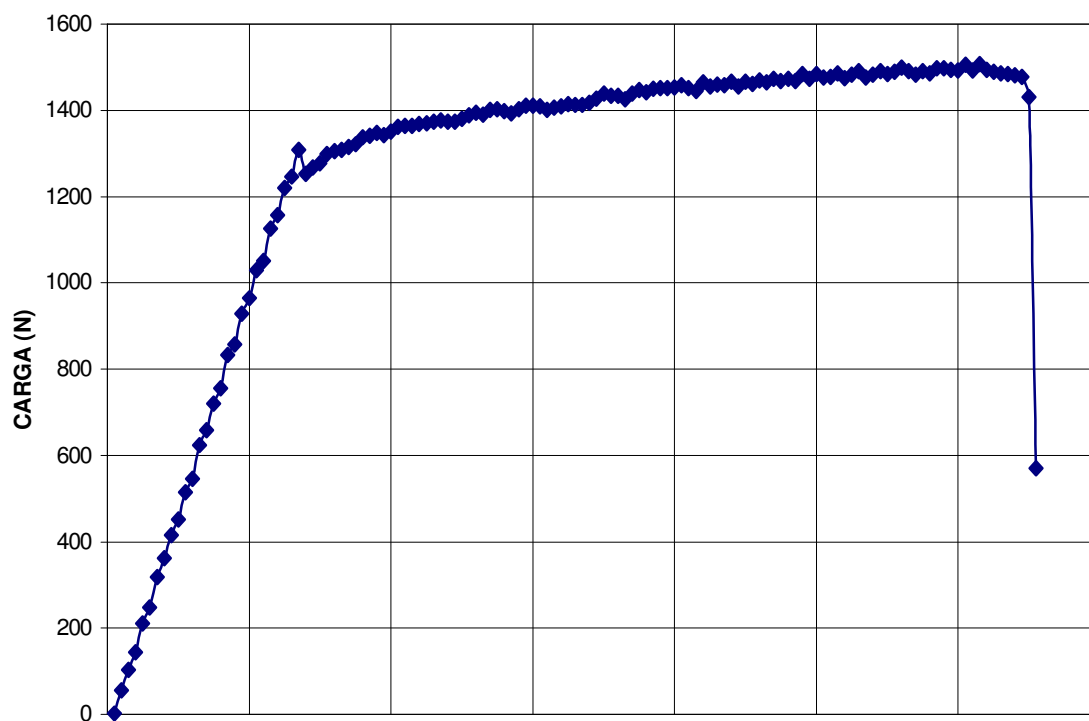


FIGURA A.3: Gráfico da aplicação da carga na viga VO80-1D-T.

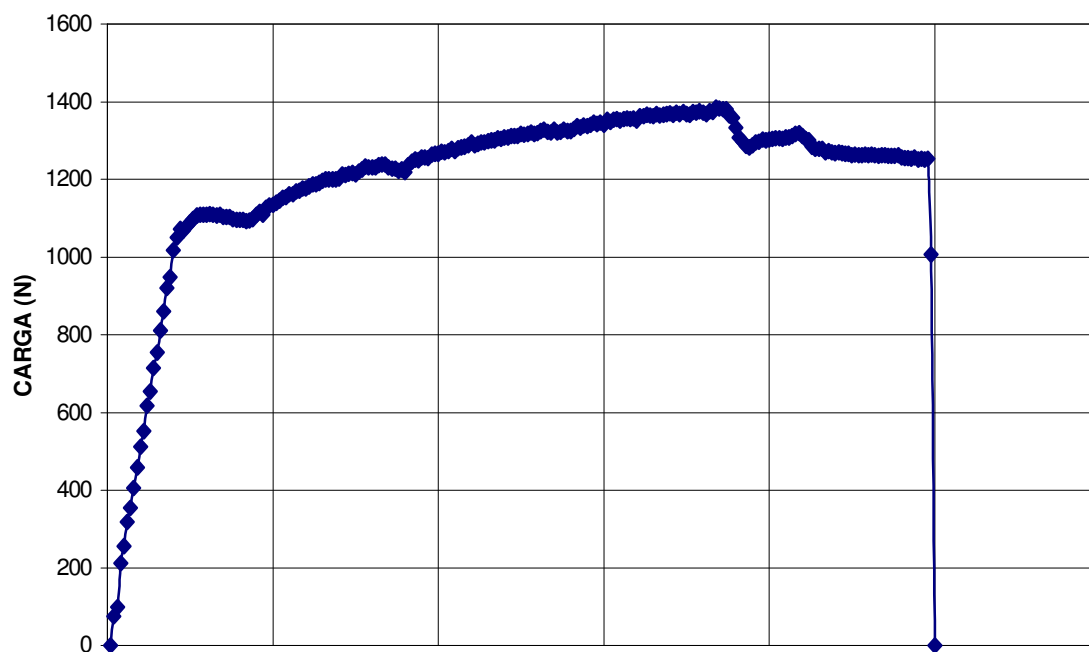
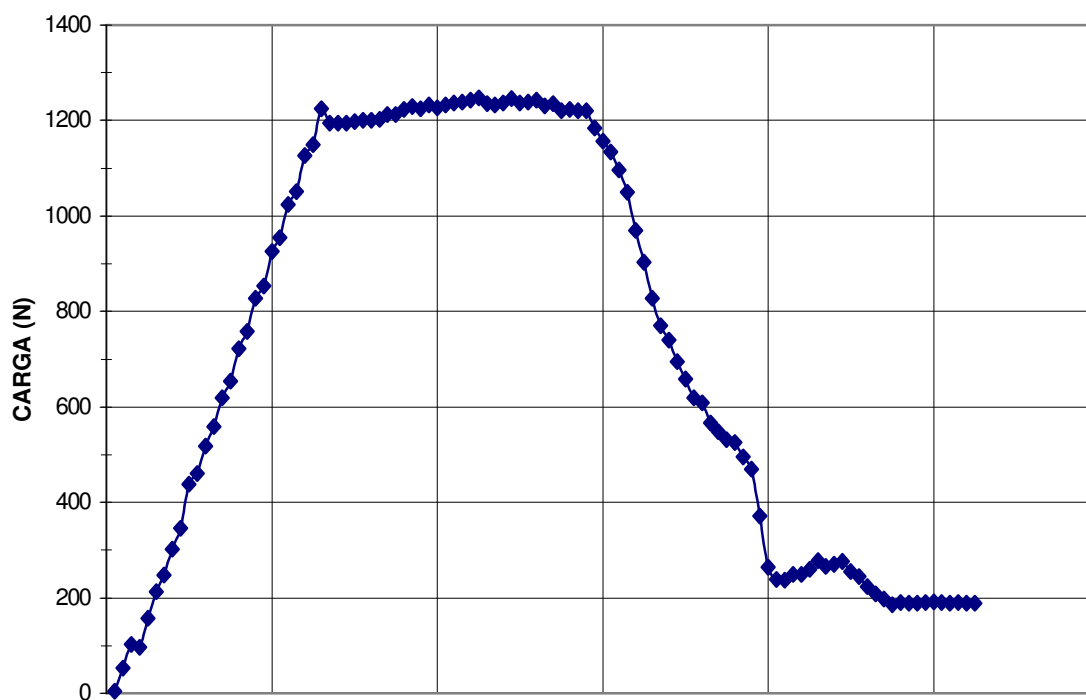


FIGURA A.4: Gráfico da aplicação da carga na viga VO80-2D-T



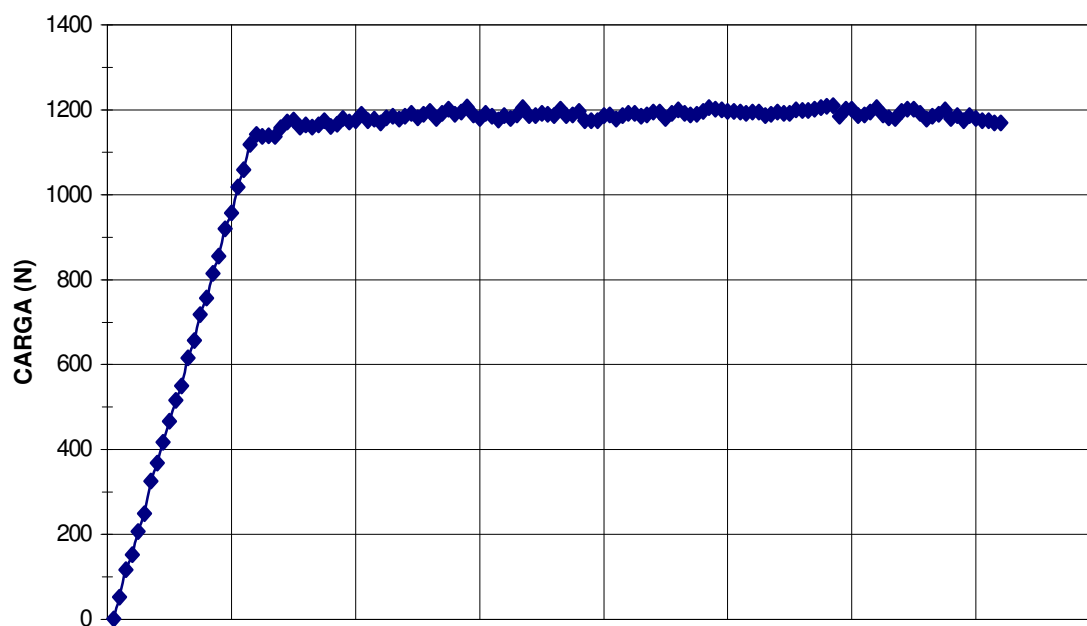


FIGURA A.7: Gráfico da aplicação da carga na viga VC40-1D-T.

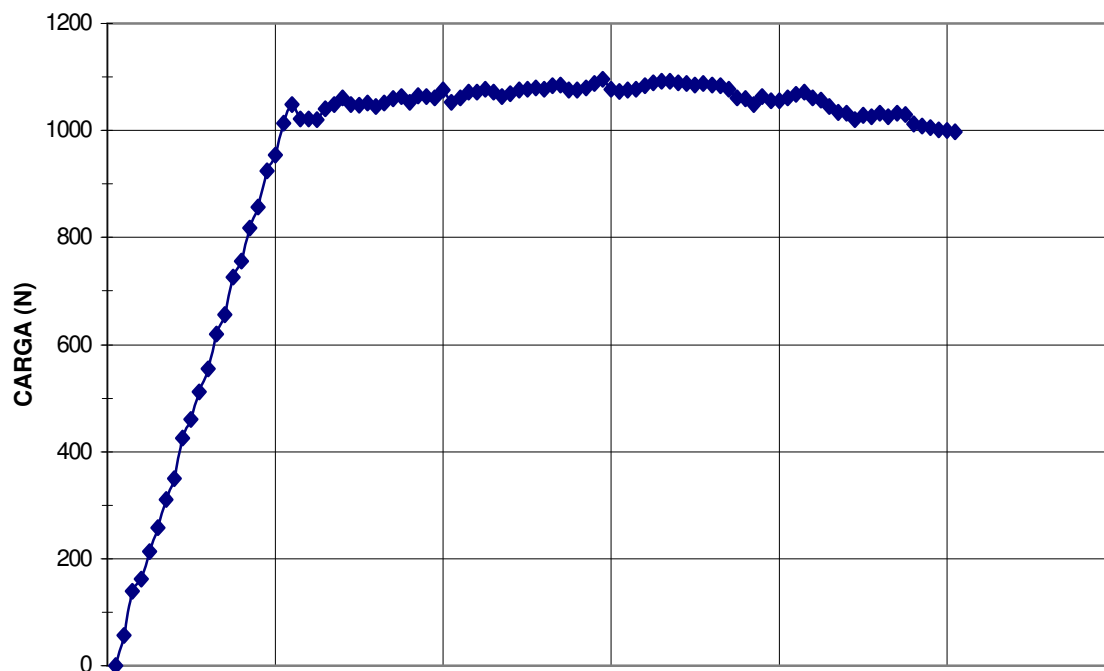


FIGURA A.8: Gráfico da aplicação da carga na viga VC40-2D-T

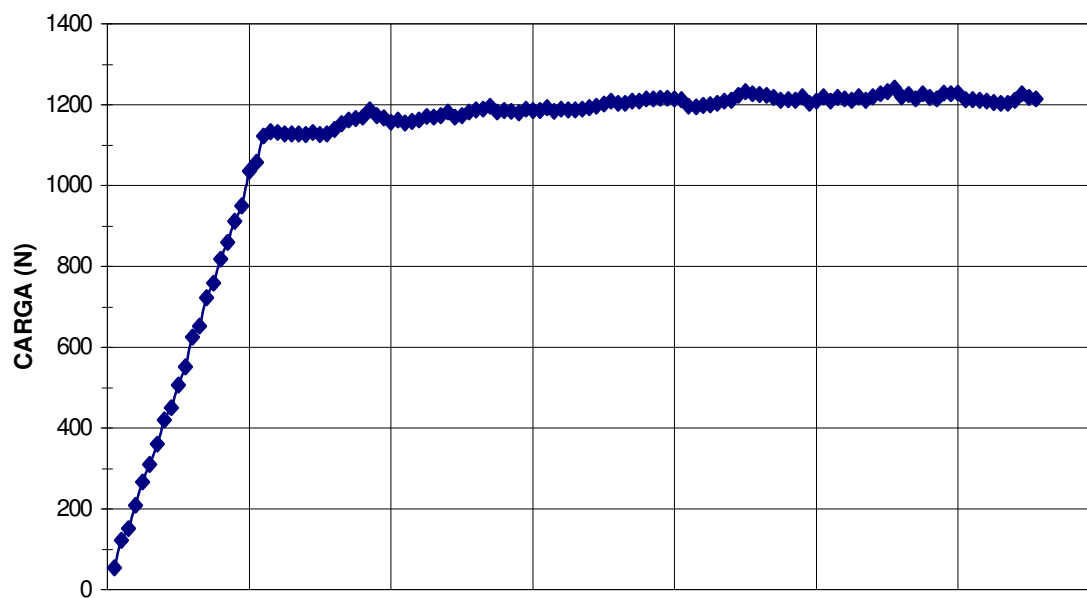


FIGURA A.9: Gráfico da aplicação da carga na viga VC80-1D-T.

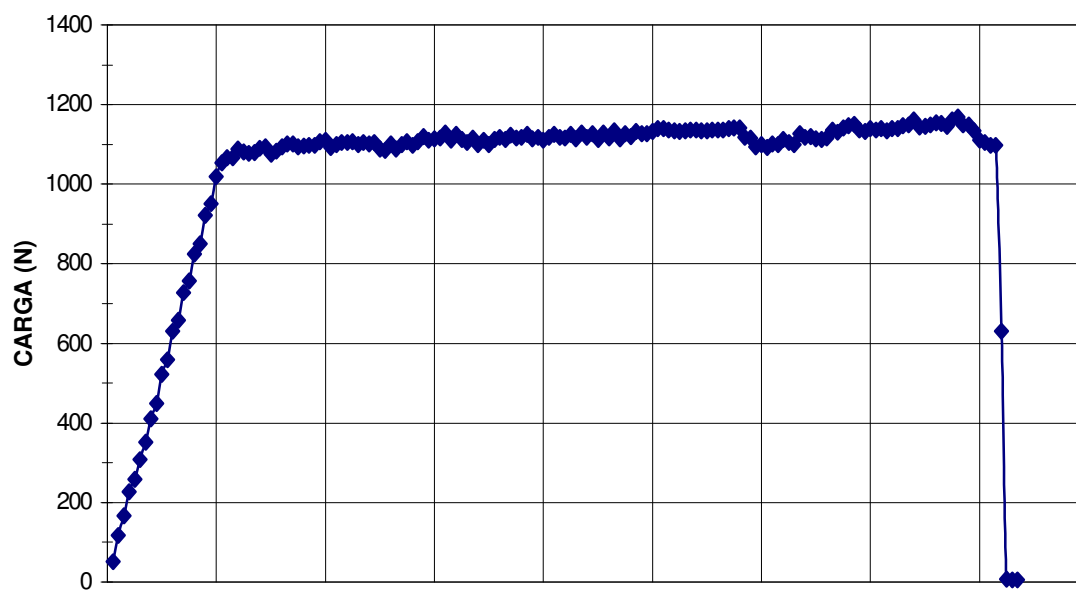


FIGURA A.10: Gráfico da aplicação da carga na viga VC80-2D-T.

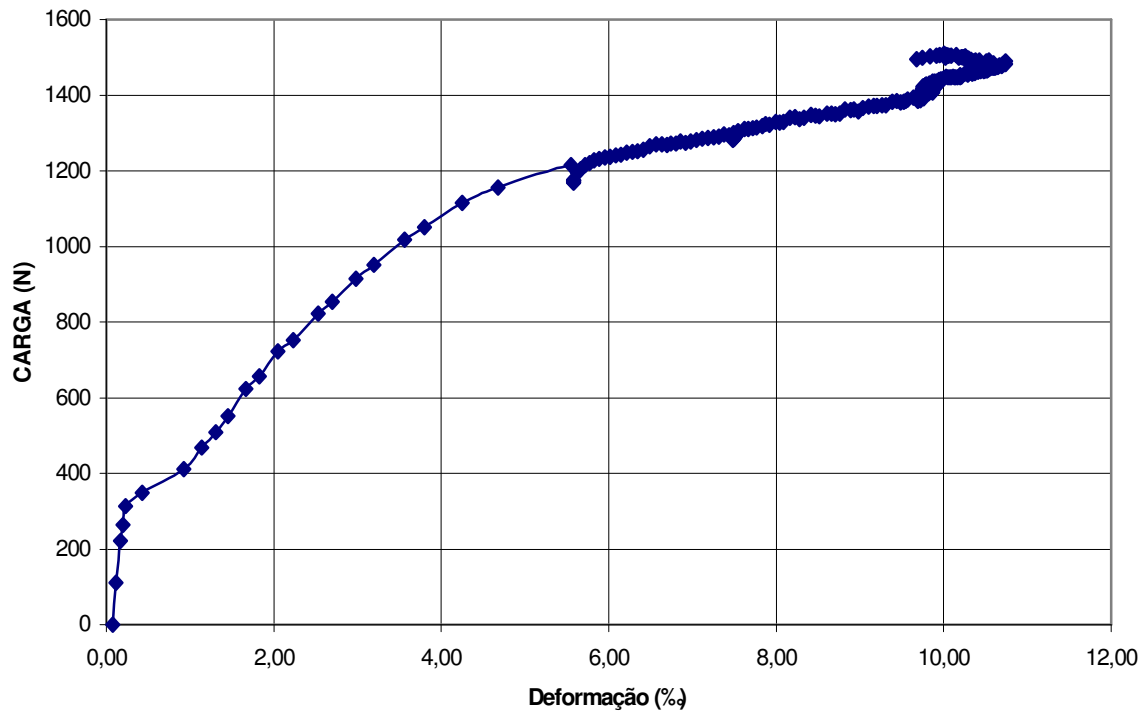


FIGURA A.11: Gráfico carga x deformação do aço na viga VRO80-1D-T.

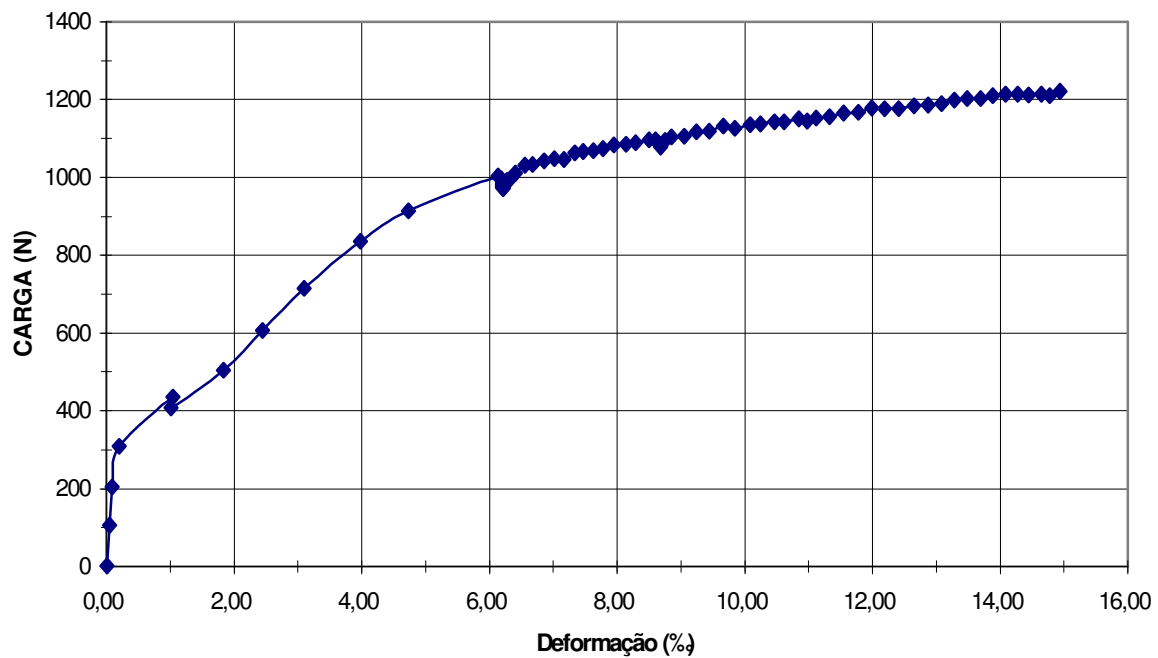


FIGURA A.12: Gráfico carga x deformação do aço na viga VRO80-2D-T.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO Highway Subcommittee on Bridges and Structures. Standard Specifications for highway bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, 15ª edição, 686p., 1992.

ABRAMS, D. A. Tests of bond between concrete and steel, *Bulletin* nº 71, Engineering Experimentation Station, University of Illinois, Urbana, Il. Dec., 238 p., 1913.

ACI Committee 318, Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-71), American Concrete Institute, Detroit, 78 p., 1971.

_____. Building code requirements for structural concrete and commentary, ACI 318/318r –89, American Concrete Institute, Farmington Hills, 369 p., 1989.

_____. Building code requirements for structural concrete and commentary, ACI 318/318r –95, American Concrete Institute, Farmington Hills, 369 p., 1995.

_____. Building Code requirements for structural concrete (ACI 318-99) and Commentary (318R-99), American Concrete Institute. Farmington Hills, Mich., 391 p., 1999.

ACI Committee 408, Suggested Development, splice, and Standard Hook Provisions for deformed bars in tension (ACI 408.1R-90), American Concrete Institute, Detroit, 3p., 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NB1. Projeto e execução de obras de concreto armado: Rio de Janeiro, 2002.

_____. NBR 5733. Cimento Portland de alta resistência inicial: Rio de Janeiro, 1991.

_____. NBR 5738. Moldagem e cura de corpos de prova de concreto, cilíndricos ou prismáticos: Rio de Janeiro, 1994.

_____. NBR 5739. Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto: Rio de Janeiro, 1980.

_____. NBR 6152. Materiais Metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração: Rio de Janeiro, 1992.

_____. NBR 7211. Agregado para concreto: Rio de Janeiro, 1983.

_____. NBR 7215. Cimento Portland. Determinação da resistência à compressão: Rio de Janeiro, 1996.

_____. NBR 7217. Determinação da composição granulométrica dos agregados: Rio de Janeiro, 1987.

_____. NBR 7222. Argamassas e concretos – determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos: Rio de Janeiro, 1994.

_____. NBR 7480. Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado. Rio de Janeiro, 1996.

_____. NBR 8522. Concreto – determinação do módulo de deformação estática e diagrama – tensão – deformação: Rio de Janeiro, 1984.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM A 305-47T. Tentative Specifications for Minimum Requirements for Deformations of Deformed Steel Bars for concrete Reinforcement, Philadelphia, 1947.

_____. ASTM A 305-49. Specifications for Minimum Requirements for Deformations of Deformed Steel Bars for concrete Reinforcement, Philadelphia, 1949.

_____. ASTM A 615/A 615M-95b. Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete reinforcement, *1996 Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 1.04, West Conshohocken, PA, p. 302-307, 1996.

_____. ASTM A 616/A 616M-95b. Standard Specification for Rail-Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement, *1996 Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 1.04, West Conshohocken, PA, p. 308-312, 1996.

_____. ASTM A 617/A 617M-95b. Standard Specification for Axle-Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement, *1996 Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 1.04, West Conshohocken, PA, p. 313-317, 1996.

_____. ASTM A 706/A 706-95b. Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement, *1996 Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 1.04, West Conshohocken, PA, p. 344-348, 1996.

_____. ASTM A 722-90. Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel for Prestressing Concrete, *1996 Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 1.04, West Conshohocken, PA, p. 359-362, 1996.

AZIZINAMINI, A.; STARK, M.; ROLLER, J. H.; GHOSH, S. K. Bond performance of reinforcing bars embedded in high strength concrete, **ACI Structural Journal**, v. 90, n° 5, p. 554-561, Sept./Oct. 1993.

AZIZINAMINI, A.; CHISALA, M.; ROLLER, J. H.; GHOSH, S. K. Tension development length of reinforcing bars embedded in high-strength concrete, **Engineering Structures**, v. 17, nº 7, p. 512-522, 1995.

BARBOSA, M. P.; **Uma contribuição experimental e numérica sobre estruturas de concreto armado de elevado desempenho: Estudo da aderência-ancoragem e do comportamento de vigas fletidas**: Tese de livre docência. Unesp, 174p. 1998.

BARBOSA, M. T. G.; **Avaliação do comportamento da aderência em concretos de diferentes classes de resistência**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 215p. , 2000.

BRETTMANN, B. B.; DARWIN, D.; DONAHEY, R.C. Bond of Reinforcement to Superplasticized Concrete, **ACI Journal, Proceedings**, v. 83, nº 1, p. 98-107, Jan./Feb. 1986.

CAIRNS, J.; JONES, K. Influence of Rib Geometry on Strength of Lapped Joints: An Experimental and Analytical Study, **Magazine of Concrete Research**, v. 47, nº 172, p. 253-262, Sept. 1995.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON. CEB-FIP Model code 1990. Bulletin d'information – Durable concrete structures. Design guide, Thomas Telford, London, 1992.

CHOI, O. C.; HADJE-GAFFARI, H.; DARWIN, D.; McCABE, S. L. Bond of epoxy coated reinforcement: Bar parameters. **ACI Materials Journal**, v. 88, nº 2, p. 207-217, Mar./Apr, 1991.

CLARK, A. P. Comparative bond efficiency of deformed concrete reinforcing bars, **ACI Journal, Proceedings**, v. 43, nº 4, p. 381-400, Dec. 1946.

_____. Bond of concrete reinforcing bars, **ACI Journal, Proceedings**, v. 46, nº 3, p. 161-184, Nov. 1949.

COLLIER, S. T. Bond characteristics of commercial and prepared reinforcing bars, **ACI Journal**, Proceedings, v. 43, n° 10, p. 1125-2233, June 1947.

CUR. Commissie voor Uitvoering van Research Ingesteld door de Betonvereniging. Önderzoek naar de samenwerking van geprofileerdstal met beton, *Report* n° 23, The Netherlands (Translation n° 112, 1964, Cement and Concrete Association, London, "An Investigation of the Bond of Deformed Steel Bars with Concrete", 28p., 1963.

DARWIN, D. e GRAHAM, E. K. Effect of deformation height and spacing on bond strength of reinforcing bars, **ACI Structural Journal**, v. 90, n° 6, p. 646-657, Nov./Dec. 1993.

DARWIN, D.; McCABE, S. L.; IDUN, E. K.; SCHOENEKASE, S. P. Development length criteria: Bars not confined by transverse reinforcement, **ACI Structural Journal**, v. 89, n° 6, p. 709-720, Nov./Dec. 1992.

DARWIN, D.; THOLEN, M. L.; IDUN, E. K.; ZUO, J. Splice length of high relative rib reinforcing bars. **ACI Structural Journal**, v. 93, n° 1, p. 95-107, Jan./Feb. 1996a.

DARWIN, D.; IDUN, E. K.; ZUO, J.; THOLEN, M. L.; Reliability-based strength reduction factor for bond. **ACI Structural Journal**, v. 95, n° 4, p. 434-443, July/Aug. 1998.

DARWIN, D.; ZUO, J.; THOLEN, M. L.; IDUN, E. K. Development length criteria for conventional and high relative rib area reinforcing bars. **ACI Structural Journal**, v. 93, n° 3, p. 347-359, May/June 1996b.

DE VRIES, R. A.; MOEHELE, J. P.; e HESTER, W. Lap splice strength of plain and epoxy-coated reinforcement, Report n°. UCB/SEMM-91/02, University of California, Berkeley, 86 p., Jan. 1991.

DONAHEY, R. C.; e DARWIN, D. Bond of top-cast bars in bridge Deckz, **ACI Journal**, Proceedings, v. 82, n° 1, p. 57-66, Jan./Feb. 1985.

DUCATTI, V. A. Concreto de Elevado Desempenho: Estudo da aderência com a armadura, 1993, 292 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

ESFAHANI, M. R.; e RANGAN, V. R. Bond between normal strength and high-strength concrete (HSC) and reinforcing bars in splices in beams. **ACI Structural Journal**, v. 95, nº 3, p. 272-280, Mar./Apr. 1998.

_____. Local bond strength of reinforcing bars in normal strength and high-strength concrete (HSC), **ACI Structural Journal**, v. 95, nº 2, p. 96-106, Mar./Apr. 1998.

FERGUSON P. M.; e THOMPSON, J. N. Development length of high strength reinforcing bars in bond, **ACI Journal**, Proceedings v. 59, nº 7, p. 887-922, July 1962.

_____. Development length for large high strength reinforcing bars in bond, **ACI Journal**, Proceedings v. 62, nº 1, p. 71-91, Jan. 1965a.

FERGUSON, Phil M.; BREEN, John E. Lapped splices for high strength reinforcing bars, **ACI Structural Journal**, v. 62, nº 9, p. 1063-1078, Sept. 1965b.

FERGUSON, Phil M.; BRICENO, A., Tensile lap splices – Part 1: Retaining wall type, varying moment zone. Research Report nº 113-2, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, July 1969.

FERGUSON, P. M., e KRISHNASWAMY, C. N., Tensile Lap Splices – Part 2: Design recommendations for retaining wall splices and large bar splices. Research Report nº 113-3, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Apr. 1971.

FUSCO, P. B. Técnica de armar as estruturas de concreto. São Paulo, Pini, 1995.

GOTO, YUKIMASA. Cracks formed in concrete around deformed tension bars, **ACI Journal**, Proceedings v.68, nº 4, p. 244-251, Apr. 1971.

HESTER, C. J.; SALAMIZAVAREGH, S.; DARWIN, D. e McCABE, S. L. Bond of epoxy-coated reinforcement: splices, **ACI Structural Journal**, v. 90, n° 1, p. 89-102, Jan./Feb. 1993.

IDUN, E. K.; e DARWIN, D. Improving the development characteristics of steel reinforcing bars, SM Report n° 41, University of Kansas Center for Research, Lawrence, Kansas, 267 p., Aug. 1995.

JEANTY, P. R.; MITCHELL, D.; e MIRZA, M. S. Investigation of 'Top Bar' effects in beams, **ACI Structural Journal**, v. 85, n° 3, p. 251-257, May-June 1988.

JIRSA, James O.; LUTZ, LeRoy A.; GERGELY, Peter. Rationale for Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension. **Concrete International**, p. 47-61, July 1979.

JOHNSON, David W.; ZIA, P.; Bond characteristics of epoxy-coated reinforcing bars, Report n° FHWA/NC/82-002, Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Aug. 1982.

LARRARD, F. SCHALLER, I.; FUCHS, J. Effect of Bar Diameter on the Bond Strength of Passive Reinforcement in High-Performance Concrete. **ACI Materials Journal**, v. 90, n° 4, p. 333-339, July/Aug., 1993.

LOSBERG, A.; OLSSON, P. A.; Bond failure of deformed reinforcing bars based on the longitudinal splitting effect of the bars. **ACI Journal**. Proceedings v. 76, n° 1, p. 5-18, Jan. 1979.

LUKE, J. J.; HAMAD, B. S.; JIRSA, J. O.; BREEN, J. E. The Influence of Cast Position on Development and Splice Length of Reinforcing Bars, *Research Report* n° 242-1, Center of Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, June, 153 p., 1981.

LUTZ, LeRoy A.; MIRZA, S. Ali; GOSAIN, Narendra K. Changes to and Applications of Development and Lap Splice Length Provisions for Bars in Tensión (ACI 318-89). **ACI Structural Journal**, v. 90, n° 4, p. 393-406, July/Aug., 1993.

LUTZ, L. A. GERGELY, P.. Mechanics of bond and Slip of Deformed Bars in Concrete, **ACI Journal, Proceedings**, v. 64, n° 11, p. 711-721, Nov., 1967.

MATHEY, R. G.; CLIFTON, J R. Bond of Coated Reinforcing Bars in Concrete, **Journal of Structural Division**, ASCE, v. 102, n° ST1, p. 215-219, Jan, 1976.

MATHEY, R. G.; WATSTEIN, D. Investigation of Bond in Beam and Pull-Out Specimens with High-Yield-Strength Deformed Bars, **ACI Journal, Proceedings**, v. 57, n° 9, p. 1071-1090, Mar., 1961.

MENZEL, C. A. Effect of Settlement of Concrete on Results of Pull-Out Tests, *Research Department Bulletin* 41, Research and Development Laboratories of Portland Cement Association, 42 p, Nov., 1952.

NILSON, Arthur; DARWIN, David. Design of Concrete Structures. McGraw Hill, 12^a ed., 1977.

ORANGUN, C. O.; JIRSA, J. O.; e BREEN, J. E. Strength of Anchored Bars: A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices, Research Report n° 154-3F, Center for Highway Research, University of Texas at Austin, 78 p., Jan., 1975.

_____. A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices, **ACI Journal, Proceedings**, v. 74, n° 3, p. 114-122, Mar., 1977.

REHM, G. The Fundamental Law of Bond, *Proceedings*, Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm, RILEM, Paris, 1957. (Published by Tekniska Hogskolans Rotaprinttryckeri, Stokholm, 1958).

_____. Über die Grundlagen des Verbundes Zwischen Stahl und Beton. **Deutscher Ausschuss für Stahlbeton**. n° 1381, 59 p., 1961. (C & CA Library Translation n° 134, 1968. The Basic principle of the Bond between Steel and Concrete).

SKOROBOGATOV, S. M.; EDWARDS. A. D. The Influence of Geometry of Deformed Steel bars on Their Bond Strength in Concrete. **Institute of Civil Engineers**, Proceedings, v. 67, Part 2, p. 327-339, June 1979.

SORETZ, S.; HOLZENBEIN, H.; Influence of rib dimensions of reinforcing bars on bond and bendability. **ACI Journal**. Proceedings, v. 76, n° 1, p. 111-127, Jan. 1979.

TAN, C.; DARWIN, D.; THOLEN, M. L. e ZUO, J. Splice Strength of Epoxy-Coated High Relative Rib Area Bars. *SL Report 96-2*, University of Kansas Center of Research, Lawrence, Kansas, 69 p., May 1996.

TEL, R.; AKANNI, A.; SPARLIKNG, B.; Tensile Lap Splices under Static Loading: A Review of the Proposed ACI 318 Code Provisions, **ACI Structural Journal**; v. 90, n° 4, p. 374-384, July/Aug. 1993.

THOMPSON, M. A.; JIRSA, J. O.; BREEN, J. E.; MEINHEIT, D. F. The Behavior of Multiple Lap Splices in Wide Sections, **Research Report**, n° 154-1, Center of Highway Research, The University of Texas at Austin, .75 p., Feb. 1976.

TREECE, R. A.; JIRSA, J. O. Bond Strength of Epoxy-Coated Reinforcing Bars, **ACI Materials Journal**, v. 86, n° 2, p. 167-174, Mar./Apr. 1989.

ZEKANY, A. J.; NEUMANN, S.; JIRSA, J. O. (1981). The Influence of Shear on Lapped Splices in Reinforced Concrete, **Research Report**, n° 242-2, Center of Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, 88 p., June 1981.

ZUO, J., e DARWIN, D. Splice strength of conventional and high relative rib area bars in normal and high-strength concrete. **ACI Structural Journal**, v. 97, n° 4, p. 630-641, July/Aug. 2000.

ABSTRACT

SARTORI, Marcos. *Lap splices in reinforcement bars of octagonal cross section in beams subjected to flexure*. 2003, 97p. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP.

On this dissertation one deals with the design of splice length of the tensioned longitudinal reinforcement in reinforced concrete beams subjected to pure bending. Initially, it is presented a report of state-of-the-art technology on the subject matter covering the last twenty five years. It is reported the evolution of design equations for development length in reinforced concrete in view of the appearing of news materials like the high-strength concrete and the influence of several others parameters that affect these equations. The experimental program of this dissertation consists of the analysis of the behavior of ten flexure tests with normal and high-strength reinforced concrete beams. These beams were made with two kinds of bars: the conventional one, bar of circular cross section and the bar of octagonal cross section. The goal is to compare the splice length performance with these two kinds of reinforcement bar and also to take in account the combined effect of the others parameters like concrete strength and cover with transverse reinforcement confinement. It was evidenced a similar performance at the splices made from two types of reinforcing bar. The test results did not confirm the expected values provided by the equations of the international bibliography.

Key words: splice length, octagonal bar section, reinforced concrete, high strength concrete.