

ANÁLISE EXPERIMENTAL DOS FATORES QUE INFLUENCIAM
A ADERÊNCIA DE BARRAS NERVURADAS

JOSÉ LUIS DUARTE RIBEIRO


Dissertação apresentada ao corpo docente do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL.

1985
Porto Alegre

ESCOLA DE ENGENHARIA
BIBLIOTECA

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pelo Curso de Pós-Graduação.

Prof. Ivo Wolff
Orientador


Prof. José Carlos Ferraz Hennemann
Coordenador do Curso de Pós-Graduação em Eng.Civil

BANCA EXAMINADORA

Prof. Ivo Wolff (Orientador)
Dr. pela UFRGS

Prof.^a Leda Carmen Wulff Gobetti
Eng.^a pela UFRGS

Prof. Guillermo Juan Creus
Ph.D. pela COPPE/UFRJ

AGRADECIMENTOS

Inicialmente, ao CNPq pela concessão da bolsa de estudos e a Siderúrgica Riograndense e Cimentos Serrana pela gentileza de fornecerem parte dos materiais necessários à realização do programa experimental.

Em seguida, agradeço à coordenação do Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, na pessoa do prof. José Carlos Ferraz Hennemann, pela confiança demonstrada em todos os momentos e ao meu orientador, prof. Ivo Wolff. Também agradeço ao pessoal da secretaria do curso e do laboratório de concreto, pela maneira atenciosa e paciente com que me receberam. Em particular, agradeço a Bueno, Flávio e André, que foram os responsáveis pela realização do programa experimental e a Liliani Gaeversen, a quem coube o trabalho datilográfico.

Por último, aos professores do curso, sempre dispostos a me auxiliarem no aprendizado. Especialmente, agradeço aqueles que tiveram em suas mãos a tarefa de resolver minhas dúvidas e problemas do dia a dia, e que, por suas palavras e atitudes, têm se constituído em permanente estímulo para mim: João Luis Campagnolo e Leda Wulff Gobetti.

A todos estes eu devo o que de certo e positivo este trabalho possui. Os erros, estes são meus, pois afinal a mim é que foi dada a oportunidade de realizá-lo e apresentá-lo de outra forma.

"Are we saving enough in costs under the new more sophisticated codes to pay the engineer for his extra services? Or should we return to the time-proven and understandable fundamentals?"

Perhaps through research of one form or another we will someday learn the true and simple answers".

ROBERT E. TOPIN

SUMÁRIO

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS.....	viii
RESUMO.....	x
ABSTRACT.....	xi
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Importância da aderência entre concreto e arma- dura.....	1
1.2. Objetivos do presente estudo.....	2
2. TERMINOLOGIA.....	3
3. FATORES QUE INFLUENCIAM NO COMPORTAMENTO DE ADERÊNCIA....	6
3.1. Traço do concreto.....	6
3.2. Idade de carga.....	7
3.3. Diâmetro das barras.....	7
3.4. Estado superficial das barras.....	9
3.5. Características do perfil das barras.....	11
3.6. Adensamento.....	15
3.7. Posição das barras na concretagem.....	17
3.8. Velocidade de carga e características do carre- gamento.....	18
3.9. Comprimento de ancoragem.....	22
3.10. Qualidade do concreto.....	23
3.11. Recobrimento e espaçamento.....	24
3.12. Armadura transversal.....	27
3.13. Forças transversais presentes.....	29
3.14. Interação com o cisalhamento - Forças de pino.....	31
3.15. Ganchos, laços e dispositivos de ancoragem.....	32
4. TIPOS DE ENSAIOS DE ADERÊNCIA.....	35
4.1. Ensaio de arrancamento direto.....	35

4.2.	Ensaio com anel circunferencial.....	37
4.3.	Ensaio de tirante.....	38
4.4.	Ensaio com vigas.....	40
4.5.	Ensaio de extremo de viga.....	41
5.	PROGRAMA EXPERIMENTAL - 1 ^a ETAPA.....	43
5.1.	Propriedades dos materiais.....	43
5.1.1.	Concreto.....	43
5.1.2.	Barras de aço.....	45
5.2.	Confecção dos corpos de prova.....	46
5.2.1.	Dimensões.....	46
5.2.2.	Mistura do concreto.....	49
5.2.3.	Direção de concretagem e adensamento.....	50
5.2.4.	Armazenagem dos CP e idade de carga.....	52
5.3.	Variáveis.....	52
5.4.	Código dos corpos de prova.....	53
5.5.	Ensaio.....	54
5.5.1.	Equipamento utilizado.....	54
5.5.2.	Método de ensaios.....	57
5.5.3.	Grandezas medidas.....	58
5.6.	Fissuração e modo de ruptura.....	59
5.7.	Resultados dos ensaios.....	61
5.8.	Análise dos resultados.....	62
5.8.1.	Diâmetro da barra.....	62
5.8.2.	Resistência do concreto.....	69
5.9.	Conclusões da 1 ^a etapa de ensaios.....	70
6.	PROGRAMA EXPERIMENTAL - 2 ^a ETAPA.....	71
6.1.	Propriedades dos materiais.....	71
6.1.1.	Concreto.....	71
6.1.2.	Barras de aço.....	71
6.2.	Confecção dos corpos de prova.....	73
6.2.1.	Dimensões.....	73
6.2.2.	Mistura do concreto.....	76
6.2.3.	Direção de concretagem e adensamento.....	76
6.2.4.	Armazenamento dos CP e idade de carga.....	78
6.3.	Variáveis.....	78

6.4.	Código dos corpos de prova.....	81
6.5.	Ensaaios.....	82
6.5.1.	Equipamento utilizado.....	82
6.5.2.	Método de ensaio.....	83
6.5.3.	Grandezas medidas.....	87
6.6.	Fissuração e modo de ruptura.....	87
6.7.	Resultados dos ensaios.....	91
6.8.	Análise dos resultados.....	100
6.8.1.	Considerações preliminares.....	100
6.8.2.	Recobrimento.....	104
6.8.3.	Porcentagem de estribos.....	106
6.8.4.	Qualidade do concreto.....	107
6.8.5.	Informações dos "strain-gages".....	108
6.8.6.	Geral.....	110
6.9.	Conclusões da 2 ^a etapa de ensaios.....	114
7.	CONCLUSÕES FINAIS.....	116
ANEXO I -	CURVAS CARACTERÍSTICAS PARA OS CP DA	
	1 ^a ETAPA.....	118
ANEXO II -	FISSURAÇÃO OBSERVADA NOS CP DA 2 ^a	
	ETAPA.....	121
ANEXO III-	CURVAS CARACTERÍSTICAS PARA OS CP DA	
	2 ^a ETAPA.....	133
ANEXO IV -	ANÁLISE ESTATÍSTICA.....	145
BIBLIOGRAFIA.....		152

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Igual a da NBR-6118 com alguns poucos termos acrescentados e que estão grifados com asterisco. Seguem os termos utilizados neste trabalho.

Letras romanas maiúsculas

A	Área
A _c	Área de concreto
A _s	Área da armadura
F	Força
P	Carga

Letras romanas minúsculas

b	largura
c	recobrimento
d	distância
f _c	resistência à compressão do concreto
f _{ccub}	resistência à compressão do concreto medida sobre CP cúbicos
\bar{f}_{cj}	resistência média à compressão dos CP na idade de j dias
f _t	resistência à tração do concreto
\bar{f}_{tj}	resistência média à tração dos CP na idade de j dias
f _y	resistência de escoamento do aço à tração
h	altura
j	nº de dias
ℓ	comprimento
ℓ _b	comprimento de ancoragem
s	espaçamento

Letras gregas

ϕ	diâmetro
α	ângulo
* α_{sb}	área relativa de nervuras
γ	peso específico
* Δ	escorregamento
η	coeficiente de conformação superficial
ρ	taxa geométrica da armadura
σ_c	tensão normal de compressão no concreto
σ_s	tensão normal de tração na armadura
τ	tensão tangencial
* $\tau_{b\Delta}$	tensão tangencial de aderência correspondente a um escorregamento Δ .

Índices gerais

b	aderência
c	concreto, compressão
m	médio
*n	nervura
r	fissuração
s	aço
t	transversal

Abreviaturas

*BT	Beam test(s)
cal	cálculado
*CP	corpo(s) de prova
*CV	coeficiente de variação
exp	experimental
inf	inferior
lat	lateral
*POT	Pull-out test(s)
rup	ruptura

RESUMO

Este estudo apresenta inicialmente uma análise dos fatores que influenciam o comportamento de aderência de barras nervuradas mergulhadas no concreto e uma descrição dos tipos de ensaios utilizados para avaliar a influência destes fatores. A seguir são apresentados os procedimentos e conclusões de um programa experimental, desenvolvido em duas etapas, que envolveu ensaios com 21 CP do tipo "pull-out" e 33 CP do tipo "de extremo de viga". As variáveis deste programa experimental foram o diâmetro da barra, a qualidade do concreto, o recobrimento e a percentagem de estribos.

ABSTRACT

To start with this study presents an analysis of the factors that have an effect on the bond behaviour of deformed reinforced bars embedded in concrete and a description of the types of tests used to measure the influence of these factors. Afterwards, the procedures and conclusions of an experimental program are presented. The program was developed in two stages that involved tests with 21 pull-out specimens and 33 "beam-end" specimens. The variables of this experimental program were: The bar diameter, the concrete strength, the concrete cover, and the ratio of transverse reinforcement.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Importância da aderência entre concreto e armadura

A aderência entre aço e concreto é uma das hipóteses básicas do concreto armado. Sem ela não existiria o concreto armado na forma que o conhecemos. A qualidade desta aderência caracteriza o padrão de fissuração apresentado por uma determinada peça e pode mesmo ditar seu modo de ruptura.

Ao contrário da ruptura tradicional de peças fletidas convenientemente armadas, onde grandes deformações antecedem à ruína, a ruptura típica de aderência é súbita, não oferecendo indicação alguma do estado de solicitação da peça até instantes antes de sua ocorrência.

Este tipo de ruptura é o motivo principal que reclama toda a atenção de projetistas e toda a cautela de normas e recomendações de projeto. "Os coeficientes de segurança requeridos devem assegurar que a eventual ruptura de uma estrutura será devida ao escorregamento do aço ou à ruptura do concreto na zona de compressão, mas não devida à ruptura da aderência entre aço e concreto" (CEB, 1982¹⁴).

Nas últimas décadas, extensos trabalhos de pesquisa, envolvendo diferentes tipos de CP e tendo como tema a aderência entre concreto e armadura, vêm sendo realizados e, nos últimos anos, algumas normas de concreto têm sido alteradas (ou estão em processo de alteração) buscando incluir em seu texto os resultados destes trabalhos. Atualmente, embora ainda haja pontos exigindo maiores pesquisas, já se possui uma idéia clara dos fatores que determinam o comportamento de aderência entre concreto e armadura, e não há motivos para que estes deixem de ser incluídos nas normas para projeto.

1.2. Objetivos do presente estudo

a) Apresentar um apanhado geral dos fatores que influenciam no comportamento de aderência, dando uma indicação da forma com que eles exercem esta influência.

b) Apresentar os tipos de CP comumente utilizados nos ensaios de aderência, realçando as limitações e o alcance de cada um.

c) O mais importante: Apresentar as conclusões extraídas de um programa experimental, descrito e detalhado em todos os seus aspectos, que se desenvolveu em duas etapas. Na 1^a etapa foram ensaiados 21 CP do tipo "pull-out" (arrancamento direto) e as variáveis eram o diâmetro da barra e a qualidade do concreto. Na 2^a etapa, os ensaios foram realizados com CP do tipo "de extremo de viga" e as variáveis eram a qualidade do concreto, o recobrimento e a percentagem de estribos. Neste programa experimental, a idéia foi a de empregar materiais ordinariamente utilizados na construção civil em nosso Estado e comparar os resultados com aqueles provenientes de ensaios conduzidos no estrangeiro.

2. TERMINOLOGIA

ADERÊNCIA (BOND): Interação entre a barra de aço e o concreto envolvente.

ANCORAGEM (ANCHORAGE): Efeito de ligação nos extremos das barras da armadura que torna possível que estas sejam consideradas como membros de tração ou compressão em estruturas de concreto armado.

ÁREA RELATIVA DE NERVURA (RELATIVE RIB ÁREA): É o quociente entre a altura média das nervuras ao longo do perímetro da barra e a distância entre nervuras adjacentes. Oferece uma indicação do montante de deformações superficiais (nervuras) existente em uma determinada barra e que possam contribuir para a aderência.

ARMADURA TRANSVERSAL (TRANSVERSE REINFORCEMENT): Estribos, cintamento ou barras transversais que envolvem as barras longitudinais de uma determinada peça, cruzando possíveis fissuras de fendilhamento, e, por isso mesmo, conferindo-lhe maior resistência ao fendilhamento.

BEAM TEST: Um método de teste proposto pela RILEM para verificar as características de aderência de barras da armadura.

COMPRIMENTO DE ANCORAGEM (ANCHORAGE LENGHT): Comprimento disponível para transmitir uma determinada força da barra para o concreto envolvente.

COMPRIMENTO MERGULHADO (EMBEEDMENT LENGHT): Sinônimo de comprimento de ancoragem.

CONSOLES DE CONCRETO (CONCRETE CANTILEVERS): Correspondem às parcelas de concreto que estão imediatamente em contato com as nervuras. Eles oferecem suporte às nervuras e, quando a fissuração interna se estabelece, assemelham-se aos

dentes de um pente.

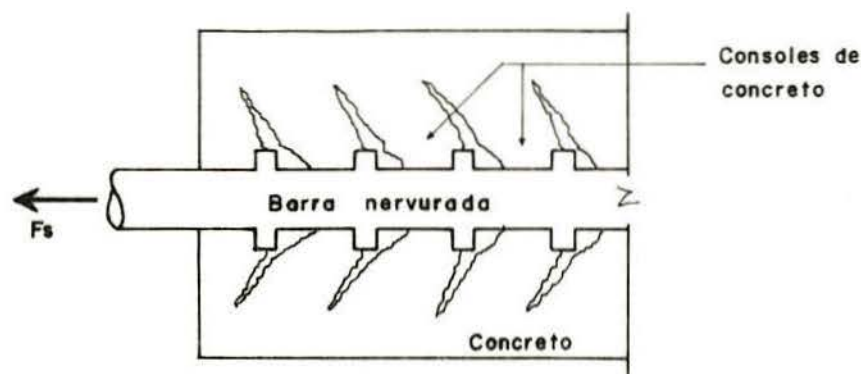


FIGURA 2.1. Ilustração do termo consoles de concreto.

DENTES DE CONCRETO: Sinônimo de consoles de concreto.

DISPOSITIVOS DE ANCORAGEM (ANCHORAGE DEVICES): Dispositivos mecânicos, usualmente utilizados nos extremos das barras da armadura, que tornam possível ancorá-las em um trecho muito curto.

ESCORREGAMENTO (SLIP): Deslocamento relativo entre as seções transversais da barra e o concreto envolvente.

ESPAÇAMENTO (BAR SPACING): Quando se refere às barras da armadura principal é a menor distância entre as superfícies de duas barras adjacentes. Quando se refere a estribos é a menor distância entre os eixos de dois estribos adjacentes.

FENDILHAMENTO (SPLITTING): Fissura (rachadura, separação) longitudinal do concreto devido a tensões de tração causadas por carregamento, forças de transmissão, etc.

FISSURAÇÃO INTERNA DE ADERÊNCIA (INTERNAL BOND CRACKING): Fissuras internas de aderência que surgem no concreto que envolve as barras, iniciando na superfície das barras a partir do topo das nervuras.

FORÇAS DE ADERÊNCIA (BOND FORCES): Forças que surgem na superfície das barras da armadura.

FORÇAS DE PINO (DOWEL FORCES): Forças cisalhantes que atuam sobre as barras que atravessam uma fissura de cisalhamento.

MÓDULO DE ESCORREGAMENTO (SLIP MODULUS): É a inclinação da curva tensão de aderência x escorregamento e exprime a resistência ao escorregamento.

NERVURA (RIB): Toda deformação geométrica localizada periodicamente sobre a superfície das barras da armadura, tendo como função melhorar suas características de aderência.

PULL-OUT TEST: Um método de teste proposto pela RILEM para verificar as características de aderência de barras da armadura.

RECOBRIMENTO (CONCRETE COVER): Distância perpendicular entre a superfície externa da barra e a face externa da peça de concreto mais próxima.

RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO (COMPRESSIVE STRENGTH): Aquela medida no ensaio de compressão simples com CP cilíndricos 150x300 mm aos 28 dias.

RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO CONCRETO (TENSILE STRENGTH): Aquela medida no ensaio de compressão diametral com CP cilíndricos 150x300 mm aos 28 dias.

TENSÃO DE ADERÊNCIA (BOND STRESS): É a tensão convencional de cisalhamento que atua paralela ao eixo da barra na interface aço-concreto. Corresponde ao quociente entre o esforço no extremo carregado da barra e a área superficial de barra ao longo do comprimento de ancoragem.

3. FATORES QUE INFLUENCIAM NO COMPORTAMENTO DE ADERÊNCIA

Este capítulo se destina a apresentar uma análise dos fatores que podem influenciar no comportamento de aderência. O que se pretende é apresentar uma listagem, que o autor pensa ser completa, destes fatores, indicando com que magnitude eles ajem sobre a aderência, principalmente no que se refere a surgimento de fissuras, rigidez de ancoragem e resistência última da peça.

3.1. Traço do concreto

São poucos os pesquisadores que apresentaram trabalhos referentes a este fator. Como regra geral poderia ser estabelecido que qualquer modificação no traço que não altere nem a resistência à compressão nem a resistência à tração do concreto, também não alterará seu comportamento na aderência. Algumas observações dignas de nota e que vão de encontro a esta regra geral seriam:

a) Observa-se melhor comportamento na aderência quando se diminui a relação água/cimento e a quantidade de agregado miúdo, portanto, quando se aumenta a quantidade de agregado graúdo (MAULINE e ASTROVA, 1965⁴⁶).

b) Com agregados de diâmetro maior e pequena quantidade de água se observa um definido acréscimo no comportamento de aderência (MARTIN e NOAKOWSKI, 1981⁴⁴).

Uma explicação para estas observações parece ser que em misturas com agregados muito finos, as partículas mais finas e também a água se acumulam nas circunvizinhanças da barra. A qualidade do concreto nos consoles entre as nervuras, que é importante no comportamento de aderência, não responderia mais às condições médias medidas no ensaio à compressão (MARTIN e NOAKOWSKI, 1981⁴⁴). Observa-se, no entan-

to, que se o modo de ruptura de uma determinada peça de concreto armado for fendilhamento do recobrimento, então este detalhe não alterará sua resistência última.

3.2. Idade de carga

Outro fator em que poucos são os trabalhos publicados no que se refere à aderência. Todos parecem concordar que a influência da idade de carga sobre a aderência é a mesma que sobre a resistência à compressão ou à tração do concreto. Esta afirmativa é sustentada pelo CEB, 1968²³ e MARTIN e NOAKOWSKI, 1981⁴⁴.

Cabe observar que para peças comuns de concreto armado, onde a ruptura da aderência quando ocorrer será por fendilhamento do recobrimento, que está relacionado diretamente com a resistência à tração do concreto, desforma e carregamento prematuro implicarão numa segurança relativamente maior no que concerne à aderência e à tração se comparada com aquela referente à compressão, pois o ganho inicial de resistência à tração é maior que o ganho inicial de resistência à compressão.

3.3. Diâmetro da barra

Grande número de programas experimentais foram realizados pesquisando exatamente a influência do diâmetro da barra ou, ao envolver vários diâmetros no programa, permitindo que esta influência fosse avaliada. Os autores parecem unânimes em afirmar que esta influência é pequena. M. ROBINSON, 1963⁶⁰, baseado em trabalhos de GLANVILLE, ABRAMS e BERNARDER, conclui que o diâmetro da barra não tem influência no comportamento de aderência.

O ACI Committee 408, 1966² afirma que o diâmetro da barra seria uma variável de menor importância, uma vez que o recobrimento seja feito constante como um determinado número de diâmetros. ROBERTS, 1973⁵⁹ afirma que a independência do diâmetro da barra é evidente uma vez que se faça o comprimen-

to de ancoragem proporcional ao diâmetro.

Interpretando-se resultados de testes do tipo POT e BT realizados por SORETZ, 1972⁶⁴ e BONY, CLAUDE e SORETZ, 1973¹², observa-se que não existem diferenças significativas entre os valores de tensão de aderência desenvolvidas por diferentes diâmetros de barra. Os diâmetros menores parecem se comportar ligeiramente melhor. LEONHARDT, 1977³⁸ apresenta gráfico que indica exatamente o mesmo, ou seja, a influência sobre a aderência é pequena, mas os diâmetros menores são capazes de desenvolver tensões um pouco superiores. MARTIN e NOAKOWSKI, 1981⁴⁴ afirmam que a influência do diâmetro da barra é pequena e apresentam o resultado de ensaios que indicam comportamento ligeiramente melhor para os diâmetros maiores.

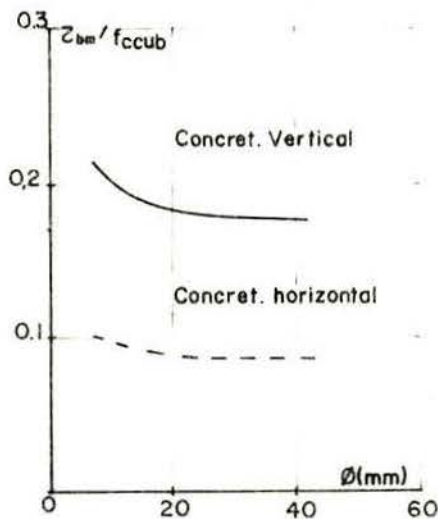


FIGURA 3.1. Influência do diâmetro da barra ϕ sobre a tensão média de aderência τ_{bm} , para $\Delta=5 \cdot 10^{-3}$, $\alpha_{sb}=0.065$, $\chi_b=140$ e $f_{ccub}=22.5$. (LEONHARDT, 1977) (*):

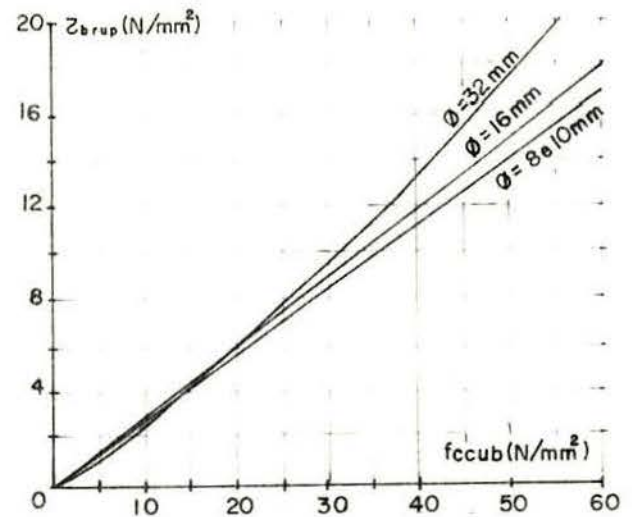


FIGURA 3.2. Influência da resistência cúbica do concreto f_{ccub} sobre as tensões de aderência τ_{brup} . Para $\alpha_{sb}=0.085$, $l_b=10\phi$. (MARTIN e NOAKOWSKI, 1981).

* A não ser quando de outra forma especificada, as unidades são N, mm.

Diversos outros pesquisadores (ORANGUN, JIRSA e BREEN, 1977⁵², LOSBERG e OLSSON, 1979³⁹, KEMP e WILHELM, 1979³⁶, JIMENEZ, WHITE e GERGELY, 1979³², TEPFERS, 1979⁶⁶, ELIGEHAUSEN, 1979⁵⁸, etc.), propõem fórmulas para se determinar a tensão última de aderência as quais trazem implícito em seu texto a independência desta tensão do diâmetro da barra, desde que, é claro, o comprimento mergulhado, o recobrimento e a taxa de es-tribos, quando for o caso, sejam proporcionais ao diâmetro da barra. Ou seja, barras mergulhadas no concreto 10ϕ , por exemplo, e com um recobrimento de, digamos, 2ϕ seriam capazes de desenvolver as mesmas tensões de aderência seja qual for seu diâmetro.

3.4. Estado superficial das barras (ferrugem, graxa, asperezas, etc.)

Para barras lisas, onde a resistência de aderência está ligada à adesão, o estado superficial das barras tem importância significativa sobre a resistência de aderência que elas possam desenvolver. Barras lisas contaminadas com desmol-dante praticamente não apresentam aderência (CEB, 1982¹⁴) enquanto que, por outro lado, ferrugem consistente aumenta a resistência de aderência (SOUZA, 1983⁶⁶).

Para barras nervuradas, onde a adesão representa uma parcela diminuta da resistência de aderência, que se deve basicamente ao suporte provido pelas nervuras, é lógico supor que o estado superficial da barra não deva influir muito.

Com efeito, KEMP, BREZNY e UNTERSPAN, 1968³⁵ apresentaram os resultados de ensaios realizados com barras nervuradas com diferentes condições de superfície (barras normais, enferrujadas ao ar, enferrujadas na água salgada, lubrificadas, com rugosidade obtida artificialmente, etc.) e o observado foi que, a não ser para o caso em que a rugosidade era obtida artificialmente, o comportamento de aderência foi basicamente o mesmo. Mesmo barras lubrificadas apresentaram um comportamento muito semelhante ao de barras normais (apenas ligeiramente inferior).

Também MARTIN e NOAKOWSKI, 1981⁴⁴, ensaiando barras nervuradas com condições diversas de superfície (barras normais, limadas, cromadas, marcadas a punção, etc.), observaram comportamentos semelhantes. Com superfícies muito lisas (cromadas por exemplo) a resistência de aderência sofre redução, e asperezas, sejam por corrosão ou obtidas mecanicamente, melhoram o comportamento de aderência. JOHNSTON e COX, 1940³⁴ igualmente observaram que barras nervuradas enferrujadas têm sua resistência à aderência aumentada.

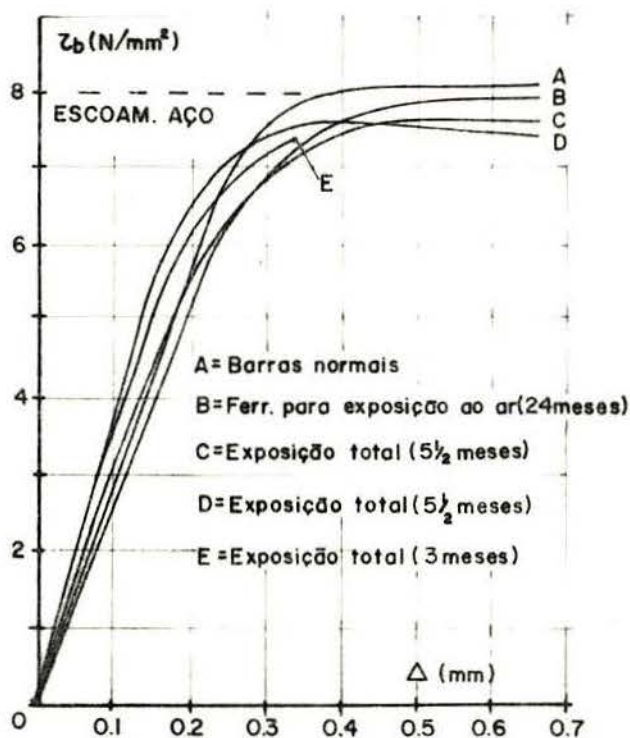


FIGURA 3.3. Comportamento de aderência para barras com diferentes condições superficiais (KEMP, BREZNY e UNTERSPAN, 1968).

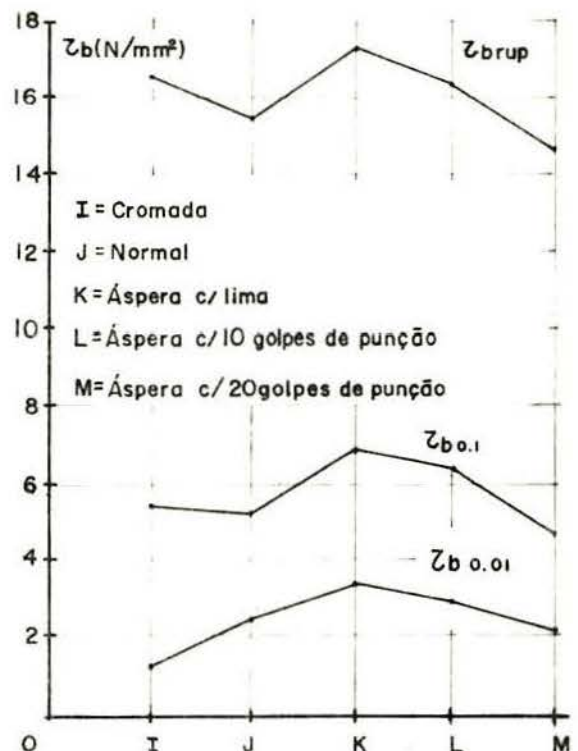


FIGURA 3.4. Tensão de aderência apresentadas por barras com diferentes condições de superfície $\phi=16.0$, $\alpha_{sb}=0.065$, $l_b = 2\phi$, $f_{ccub}=38.1$, conc. horizontal, (MARTIN e NOAKOWSKI, 1981).

Ainda CLIFTON e MATHEY, 1983¹⁸, pesquisaram através de ensaios do tipo POT e ensaios de fluência lenta a influência sobre a aderência de revestimentos orgânicos. Barras nervuradas foram revestidas com 9 tipos diferentes de resina epóxi e um tipo de cloreto polivinílico. No que se refere à resistên-

cia ao arrancamento, aquelas revestidas com resina epóxi apresentaram comportamento praticamente idêntico ao de barras não revestidas. A barra revestida com cloreto polivinílico mostrou comportamento bastante inferior, o que foi atribuído em parte à viscoelasticidade natural do cloreto polivinílico e a maior espessura deste revestimento comparada com a dos revestimentos epóxi.

É interessante notar que nos ensaios realizados por JOHNSTON e COX, 1940³⁴ pequenas diferenças na altura das nervuras (devido a haver grupos de barras provenientes de remessas distintas) influenciaram mais os resultados do que o estado superficial das barras que variava em um largo intervalo. Também KEMP, BREZNY e UNTERSPAN, 1968³⁵ verificaram que pequenas alterações na resistência à compressão do concreto (não intencional, mas devido ao fato dos CP serem originários de diferentes concretagens) alteraram mais os resultados do que o estado superficial das barras que variava dentro de um largo intervalo. Isto serve para corroborar a primeira afirmativa, de que o estado superficial influencia pouco o comportamento de aderência de barras nervuradas.

3.5. Características do perfil das barras (nervuras)

Quando se passou a utilizar aços de mais alta resistência para o concreto armado, os problemas de aderência se agravaram. A resposta dos engenheiros foi a adição de deformações geométricas na superfície das barras (nervuras), uma solução que provou ser extremamente eficiente.

Logo, foi observado por um sem número de pesquisadores que o aumento na área de nervuras melhorava o comportamento de aderência e várias maneiras de medir esta contribuição foram propostas. Hoje em dia, o conceito de área relativa de nervura (α_{sb}) é aceito pela maioria como uma medida adequada da grandeza das nervuras existentes numa barra, e que, efetivamente, contribuem para a aderência. A expressão que permite calcular a área relativa de nervuras é a seguinte:

$$\alpha_{sb} = \frac{K \cdot A_n \cdot \text{sen } \beta}{\pi \cdot \phi \cdot S_n} \quad (3.1)$$

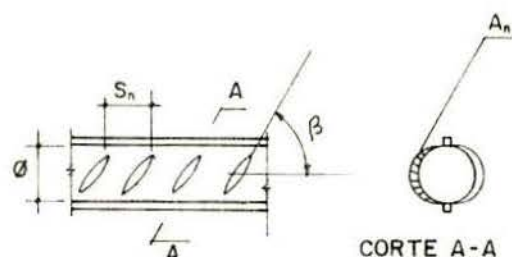


FIGURA 3.5. Ilustração dos termos da fórmula 3.1.

onde:

K = nº de nervuras transversais em torno do perímetro da barra

A_n = área acima do núcleo da barra de uma nervura transversal

β = ângulo entre a nervura transversal e o eixo longitudinal da barra

ϕ = diâmetro nominal da barra

S_n = espaçamento entre as nervuras.

Expressão que vale para barras com nervuras transversais e que, como pode ser visto, nada mais é que o quociente entre a altura média das nervuras ao longo do perímetro da barra e o espaçamento entre nervuras. Para barras que possuam também nervuras helicoidais deve-se somar uma segunda parcela correspondente à contribuição destas:

$$\frac{i \cdot a_1}{j\phi} \quad (3.2)$$

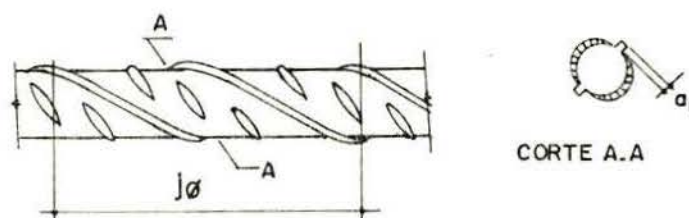


FIGURA 3.6. Ilustração dos termos da fórmula 3.2.

onde:

i = nº de nervuras helicoidais

a_1 = altura da nervura helicoidal

$j\phi$ = passo da nervura helicoidal.

A informação que o valor da área relativa de nervuras oferece parece ser tão realista que REHM, 1966⁵⁶ defende uma previsão com respeito à qualidade de aderência de uma barra nervurada baseada apenas em suas características geométricas. A mesma colocação é feita pelo CEB, 1982¹⁴ e por MARTIN e NOAKOWSKI, 1981⁴⁴ que acrescentam que ensaios para determinar a qualidade de aderência de um determinado perfil de barra deveriam ser feitos apenas em casos excepcionais (em que o perfil fugisse muito dos padrões tradicionais).

Barras nervuradas têm um comportamento de aderência muito superior ao de barras lisas, mas, como não podia deixar de ser, há um preço a ser pago por esta melhora na aderência. Acentuam-se as tendências explosivas devido ao encunhamento das nervuras com o concreto envolvente (ROBERTS, 1973⁵⁹) e o fendilhamento passa a ser a falha de ancoragem mais comum para peças usuais de concreto armado.

Ensaio realizados por MORITA e KAKU, 1979⁴⁹ com barras grossas (diâmetro 51 mm) e com altura de nervura maiores que os mínimos especificados, demonstraram ser quase impossível confinar barras deste tipo de modo que a ruptura se dê por aderência (cisalhamento dos dentes de concreto) em vez de fendilhamento; especialmente no caso de estruturas aperticadas, quando as dimensões são limitadas.

Assim sendo, tem-se pesquisado com afinco o melhor padrão de nervuras, ou seja, um que maximize a aderência e minimize as forças de fendilhamento. Um valor para α_{sb} entre 0.05 e 0.08 parece ser o ótimo para se obter necessária aderência sem que as forças de fendilhamento cresçam demasiadamente (CEB, 1982¹⁴).

Com respeito à altura das nervuras, a vantagem parece estar em fazê-las baixas, o que diminui a tendência ao fendilhamento (REHM, 1961⁵⁷, SORETZ e HOLZENBEIN, 1979⁶⁵, CEB 1982¹⁴), facilita o processo de laminação (CEB, 1982¹⁴), e não apresenta a perda de maleabilidade característica de barras com nervuras muito altas (SORETZ e HOLZENBEIN, 1979⁶⁵). Evidentemente, para se manter o valor de α_{sb} , o espaçamento também

deve ser diminuído de acordo. Os valores correntes para altura e espaçamento de nervuras estão respectivamente na faixa de 0.08 a 0.10ϕ e 0.6 a 1.0ϕ . O CEB, 1982¹⁴ propõe uma redução considerável destes valores e SORETZ e HOLZENBEIN, 1979⁶⁵ recomendam um mínimo indicado de 0.03ϕ e 0.3ϕ respectivamente. Mas cabe a ressalva que a influência da posição das barras durante a concretagem aumenta para menores alturas de nervura, tornando barras com nervuras baixas suscetíveis a significativas reduções de aderência para posicionamentos menos favorecidos (REHM, 1966⁵⁶, 1979⁵⁸).

Com respeito à inclinação das nervuras em relação ao eixo da barra, esta pode variar bastante, desde que seja superior a 45° , sem influenciar muito o comportamento de aderência. Apenas nervuras perpendiculares apresentam aderência levemente maior, mas acentuando a tendência ao fendilhamento e piorando muito a maleabilidade das barras (REHM, 1961⁵⁷, SORETZ e HOLZENBEIN, 1979⁶⁵). O CEB, 1982¹⁴ indica que boa maleabilidade é adquirida para um intervalo entre 55° e 65° , e SORETZ e HOLZENBEIN, 1979⁶⁵ recomendam que esta inclinação não ultrapasse os 55° .

Inclinações das faces das nervuras em relação à superfície das barras, dentro de um intervalo de 90° a 135° , não têm influência significativa no comportamento de aderência (REHM, 1961⁵⁷, LUTZ e GERGELY, 1967⁴², SORETZ e HOLZENBEIN, 1979⁶⁵). Nervuras triangulares ou trapezoidais, com as faces inclinadas, melhoram as características de maleabilidade das barras, sendo assim mais indicadas (SORETZ e HOLZENBEIN, 1979⁶⁵).

Finalmente vale observar que ensaios realizados por LOSBERG e OLSSON, 1979³⁹ levaram à conclusão que altura e espaçamento entre nervuras têm muito menor influência do que a indicada pelos POT, que foi o tipo de ensaio utilizado para se chegar à maioria das conclusões anteriormente estabelecidas. Esta afirmativa é de certa forma reforçada por diversos pesquisadores que ensaiaram espécimes mais próximos da realidade que os simples CP tipo POT, como é o caso de KEMP e WILHELM, 1979³⁶ que observam: "na medida em que as barras se-

guem as especificações da ASTM A 305, os vários padrões dos fabricantes produzem substancialmente os mesmos resultados" e MORITA e KAKU, 1979¹⁹ que em seus ensaios, utilizando barras com 4 diferentes padrões de nervuras, todos satisfazendo ASTM A 615, observaram pequena influência destes sobre o padrão de ruptura.

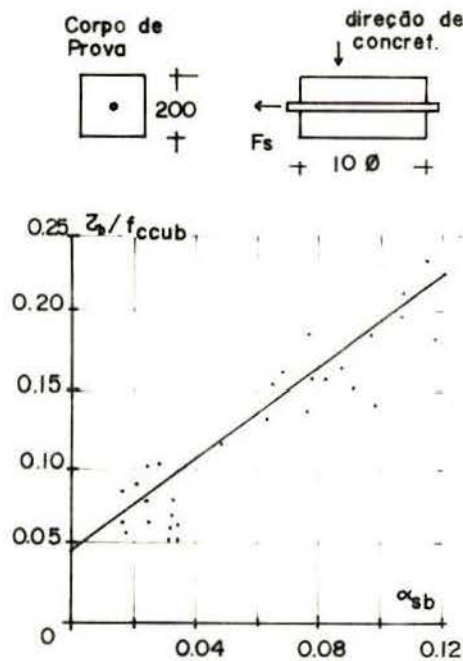


FIGURA 3.7. Influência da área relativa de nervura sobre o valor de cálculo da resistência de aderência τ_b (referido a f_{ccub}). Para $\ell_b = 10 \phi$, conc.horizonta (LEONHARDT, 1977).

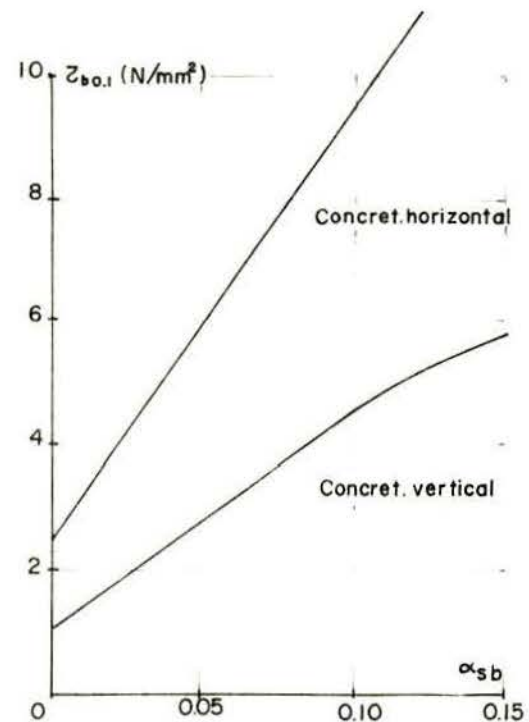


FIGURA 3.8. Influência da área relativa de nervura sobre as tensões de aderência $\tau_{bo,1}$. Para $f_{ccub} = 25.0$, $\phi = 16.0$, $\ell_b = 10 \phi$, (MARTIN e NOAKOWSKI, 1981).

3.6. Adensamento

O adensamento pode ser crítico para a aderência uma vez que as zonas de ancoragem (que via de regra coincidem com as zonas de apoio) são pontos onde normalmente se tem uma elevada percentagem de armadura, são maiores as dificuldades de concretagem e, portanto, maior é a possibilidade de uma con-

cretagem deficiente (com vazios).

Mas uma vez alcançado um adensamento adequado, detalhes de como ele é realizado não parecem alterar na aderência. "O adensamento influencia na aderência da mesma forma com que influencia a resistência à compressão do concreto" (CEB, 1968²³). Ensaios realizados por MARTIN e NOAKOWISKI, 1981⁴⁴ levaram a idênticos resultados fosse o concreto vibrado ou socado manualmente.

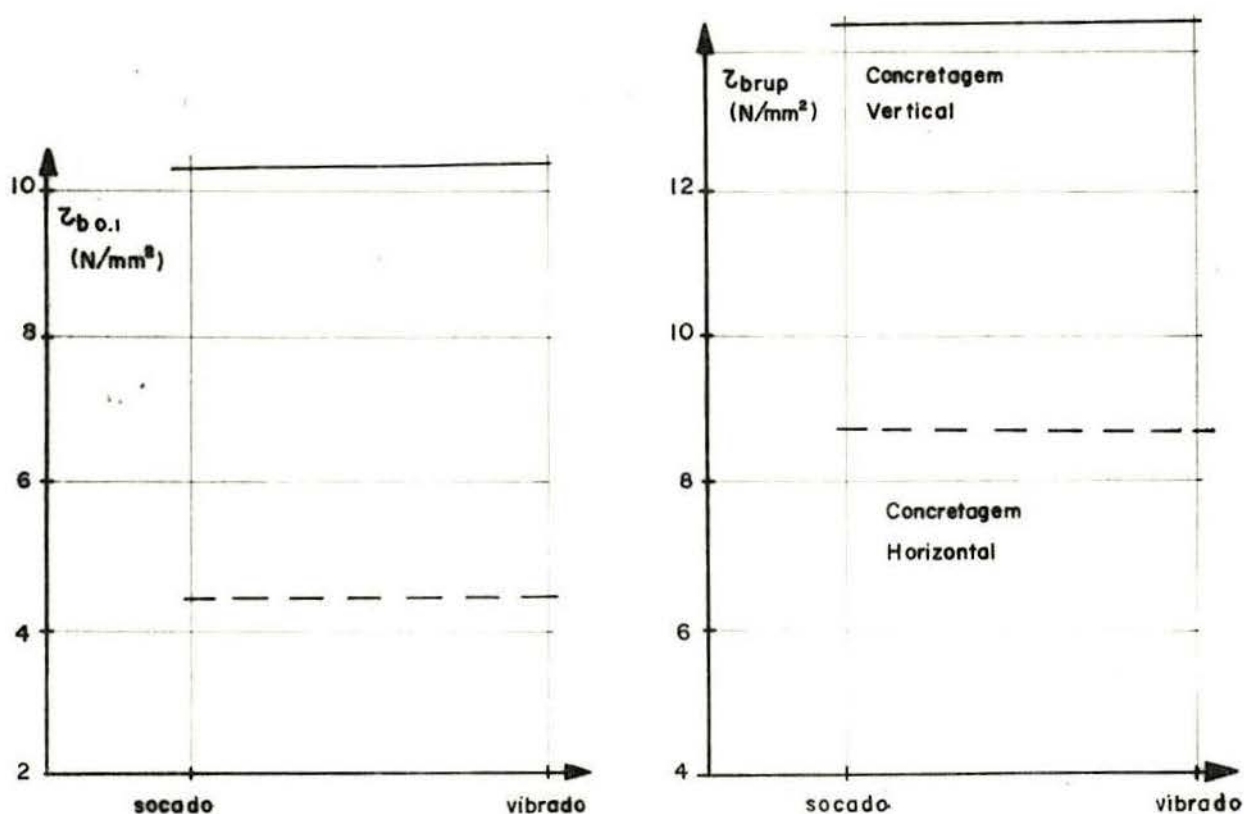


FIGURA 3.9. Influência do tipo de adensamento sobre as tensões de aderência $\tau_{bo.1}$ e τ_{brup} . Para $\alpha_{sb} = 0,122$, $\phi = 16,0$, $f_{ccub} = 23,5$, $l_b = 10\phi$ (MARTIN e NOAKOWISKI, 1981).

Um detalhe observado nos ensaios mencionados no parágrafo anterior, e digno de nota, foi que, sendo a superfície superior da massa de concreto bem aplainada (bem friccionada), o concreto sofria um adensamento posterior que influenciava

favoravelmente sobre o comportamento de aderência de barras superiores situadas até 50 mm de profundidade.

3.7. Posição das barras na concretagem

O resultado de ensaios do tipo "pull-out", realizados por diversos pesquisadores (REHM, 1966⁵⁶, MARTIN e NOAKOWSKI, 1981⁴⁴, etc.), indica claramente que barras concretadas na posição vertical e solicitadas em sentido oposto à concretagem, apresentam maior resistência ao arrancamento que barras concretadas na posição horizontal ou concretadas na posição vertical e solicitadas no mesmo sentido da concretagem.

Este fato pode ser explicado pelo acúmulo de argamassa porosa na metade inferior das barras (para aquelas concretadas na posição horizontal) ou abaixo das nervuras (para aquelas concretadas na posição vertical) e à sedimentação do concreto fresco, o que reduz a altura efetiva dos dentes (consolos) de concreto (CEB, 1982¹⁴).

Também é fato conhecido que barras concretadas na posição horizontal no topo da forma apresentam pior comportamento do que aquelas concretadas no fundo da forma. A explicação é a mesma anterior, uma vez que barras inferiores situam-se numa zona em que o adensamento se faz sentir mais acentuadamente e, portanto, a existência de argamassa porosa na metade inferior das barras é mais rara.

Cabe notar que a influência da posição das barras sobre o resultado de ensaios do tipo "pull-out" é muito grande (barras verticais solicitadas em sentido contrário ao da concretagem são capazes de resistir tensões de aderência maiores do que o dobro das tensões resistidas por barras concretadas na posição horizontal, LEONHARDT, 1977³⁸), pois nestes ensaios a ruptura da ancoragem ocorre, em geral, por esmagamento dos consolos de concreto. Já para ensaios com espécimes reais (vigas), onde a ruptura em geral é por fendilhamento, a influência mencionada é muito menor. Por exemplo, ensaios realizados por THOMPSON, JIRSA, BREEN e MEINHEIT, 1979⁶⁹, acusaram,

no caso de emendas de topo, uma diminuição da resistência de aderência em 3 a 16% se comparado com emendas feitas no fundo das formas.

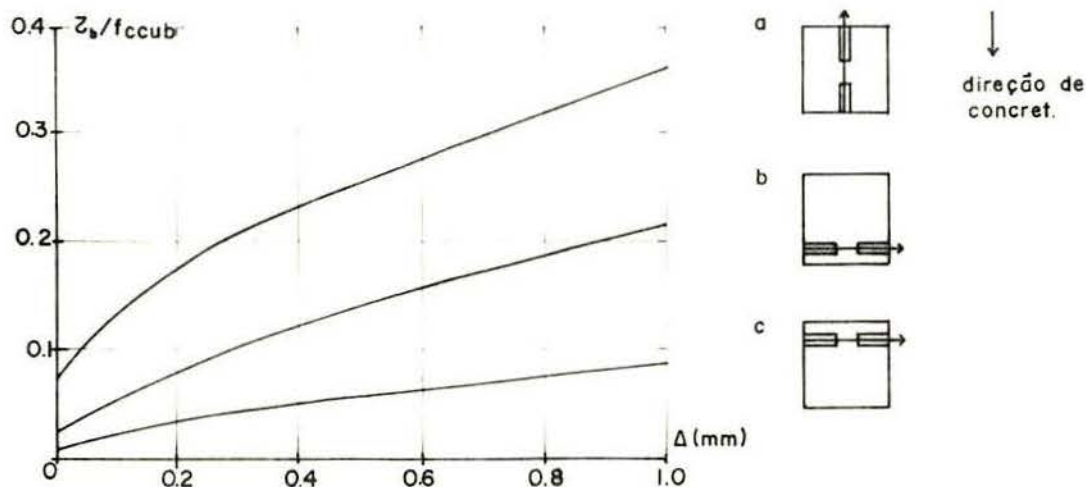


FIGURA 3.10. Influência da direção de concretagem sobre o comportamento de aderência (LEONHARDT, 1977).

3.8. Velocidade de carga e características do carregamento

- Carga de curta duração: carregamento estático e carga de impacto.

Para carregamento estático normal de laboratório, a velocidade de carga parece não influenciar no comportamento de aderência. MARTIN e NOAKOWSKI, 1981⁴⁴, ensaiando CP do tipo "pull-out", concluem que, considerando-se a dispersão, a variação na velocidade de carga entre 0.002 e 0.2 N/mm²/s (que foi a faixa estudada) tem apenas pequena influência sobre o comportamento de aderência; e vão mais adiante, afirmando que variações na velocidade de carga até um valor de 0,5 N/mm²/s podem ser desprezadas.

Para carga de impacto as conclusões são outras. VOS e REINHARDT, 1982⁷¹, ensaiando CP do tipo "pull-out" com pequeno comprimento mergulhado, observaram que para barras nervuradas, aumento na taxa de carga levava a um aumento na resistência de aderência. Esta influência era maior para concretos

de qualidade inferior. Vale notar que as taxas de carga aplicadas nestes ensaios foram em torno de 0.3, de 80, de 30000 e de 130000 N/mm²/s, que, como pode ser visto, com exceção do primeiro valor, podem ser consideradas como carga de impacto, de forma que o observado não contradiz o concluído nos ensaios de MARTIN e NOAKOWSKI, mas complementa estes.

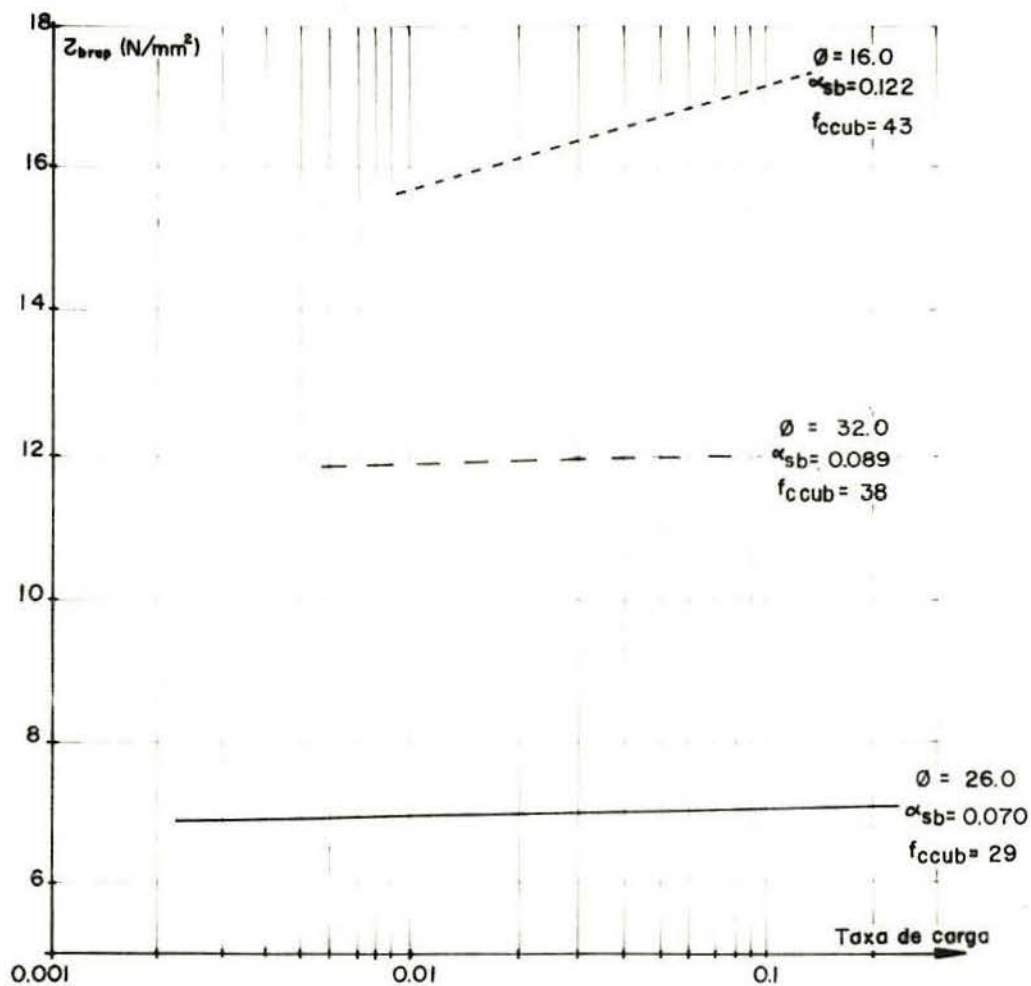


FIGURA 3.11. Influência da taxa de carga sobre as tensões últimas de aderência. Para $\ell_b = 10\phi$, concretagem horizontal (MARTIN e NOAKOWSKI, 1981).

Baseado nos trabalhos de um número restrito de autores, o CEB, 1982¹⁴ também estabelece que para carga de impacto, a máxima resistência de aderência aumenta com o aumento na taxa de carga quando a ruptura é causada por arrancamento. Acrescenta ainda que a possibilidade de ruptura por fendilha-

mento torna-se muito maior no caso de carga de impacto do que para carregamento estático, o que pode resultar em resistência de impacto (ao fendilhamento) inferior.

- Carga de longa duração e carregamento cíclico unidimensional ou reversível.

Vários autores atestam que o efeito tanto de carga de longa duração como de carregamento cíclico é o de produzir uma progressiva degradação da aderência, incrementando os escorregamentos e produzindo uma redistribuição de tensões (ROBINSON, 1963⁶⁰, ACI Committee 352, 1976⁵, FRANKE, 1976²⁶, REHM e ELIGEHAUSEN, 1979⁵⁸, POPOV, 1984⁵⁴, etc.). O aumento dos deslocamentos pode ser atribuído à fluência dos consoles de concreto comprimidos pelas nervuras.

Carregamento cíclico pode ser considerado como um acelerador de tempo se comparado com carga de longa duração (REHM e ELIGEHAUSEN, 1979⁵⁸), e carregamento cíclico reversível conduz a uma degradação da aderência mais severa que aquela produzida por um mesmo número de ciclos com carregamento unidimensional.

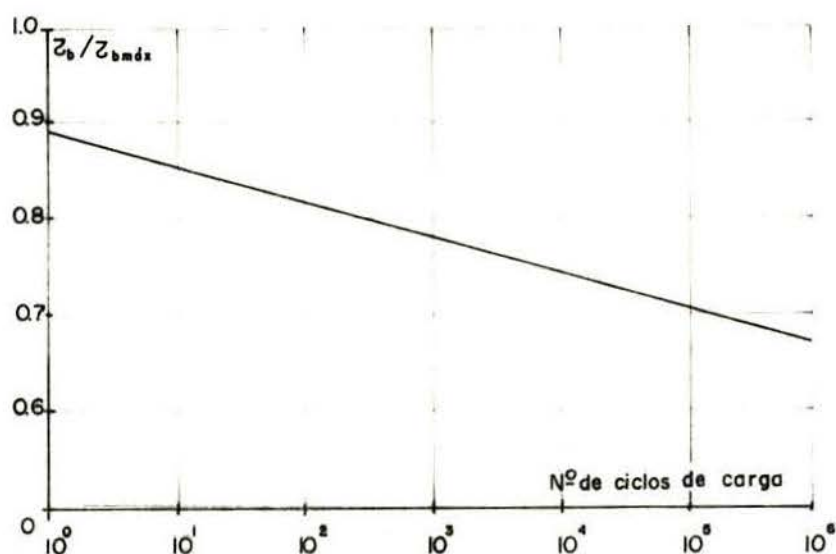


FIGURA 3.12. Influência do nível de tensões de aderência aplicado τ_b (relativo à resistência estática de aderência $\tau_{b\max}$) sobre o número de ciclos de carga necessário para se extinguir a vida útil da peça (REHM e ELIGEHAUSEN, 1979).

A intensidade de carga de longa duração ou a intensidade e número de ciclos de carregamento reversível capaz de levar a uma degradação de aderência, que resultaria em consequente redução da vida útil da peça, ainda é um ponto controverso e, sob muitos aspectos, desconhecido. A necessidade de maiores pesquisas neste campo é evidente.

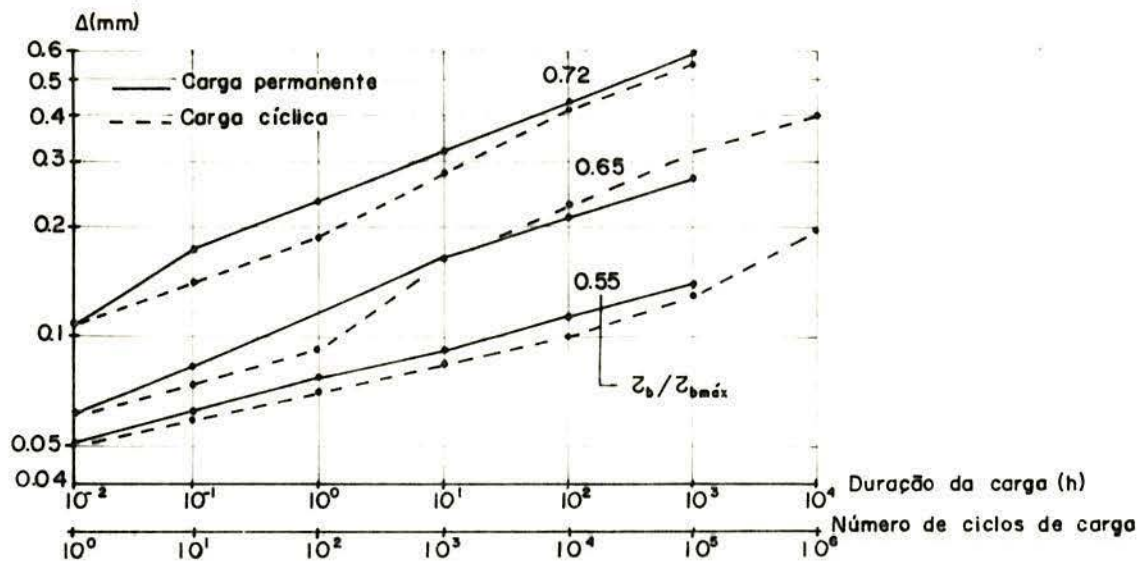


FIGURA 3.13. Aumento dos escorregamentos no extremo livre da barra para carga permanente e carga cíclica. $f_c = 48.0$, $\phi = 14$, $l_b = 3\phi$ (REHM e ELIGENHAUSEN, 1979⁵⁸).

De grande interesse foram os ensaios realizados por REHM e ELIGENHAUSEN, 1979⁵⁸, com CP cilíndricos do tipo "pull-out", os quais indicaram que a forma das curvas de escorregamento como função do número de ciclos de carga reversível corresponde às leis usuais para as deformações tempo-dependente do concreto simples carregado à compressão. A resistência à fadiga de aderência corresponde à resistência à fadiga de concretos carregados axialmente (ou seja, existe uma analogia entre as leis que governam os dois casos e pode-se tirar grande vantagem deste aspecto). Isto significa que nenhuma ruptura da aderência por fadiga irá ocorrer durante muitos milhões de cargas reversíveis se, para os comprimentos usuais de ancoragem para barras nervuradas, a carga máxima for menor que 50%

da carga de ruptura.

Os autores finalizam dizendo que "de acordo com ensaios de vigas e lajes com emendas por traspasse, estas conclusões também são válidas nos casos em que a ruptura da aderência se dê por fendilhamento em vez de arrancamento". Estes resultados são debatidos¹⁴.

3.9. Comprimento de ancoragem

Com respeito à resistência última de aderência, os autores parecem unânimes em afirmar que esta não aumenta diretamente com o comprimento de ancoragem, ou seja, a tensão unitária de aderência para uma barra com 20 diâmetros mergulhados no concreto é menor que a dita tensão para uma barra com 10 diâmetros mergulhados.

Diversos programas experimentais, como por exemplo os conduzidos por FERGUNSON, TURPIN e THOMPSON, 1954²⁵, MATHEY e WATSTEIN, 1961⁴⁵, KEMP, BREZNY e UNTERSPAN, 1968³⁵, etc., atestam exatamente a afirmativa anterior. Ainda, ORANGUN, JIRSA e BREEN, 1977⁵², JIMENEZ, WHITE e GERGELY, 1979³², etc., apresentam fórmulas para prever a resistência última de aderência que trazem explícito em seu texto que a tensão unitária de aderência diminui com o aumento do comprimento mergulhado. Evidentemente a capacidade total de carga aumenta para maiores comprimentos de ancoragem (pelo menos até que a ruptura passe a ocorrer devido ao escoamento da barra).

Por outro lado, não existe um consenso entre os pesquisadores sobre a influência do comprimento de ancoragem sobre os escorregamentos para carga de serviço. Enquanto MATHEY e WATSTEIN, 1961⁴⁵, MINOR e JIRSA, 1975⁴⁷ e CLARCK e JOHNSTON, 1983¹⁷ estabelecem que escorregamentos do extremo carregado são essencialmente independentes do comprimento mergulhado, sendo determinados primeiramente pela tensão na barra, ensaios realizados por MARTIN e NOAKOWSKI, 1981⁴⁴ indicaram que, para um dado escorregamento (0.1 mm por exemplo), maiores comprimentos mergulhados desenvolviam maiores tensões de aderência.

No entanto os próprios autores afirmam que esta influência foi pequena.

3.10. Qualidade do concreto

Sem dúvida alguma este é um dos fatores que influenciam de forma mais significativa a resistência de aderência. Um número incontável de ensaios foi realizado invariavelmente confirmando que um aumento na qualidade do concreto levava a uma maior resistência de aderência. Embora segundo leis de variações diferentes, todas as normas reconhecem o efeito favorável que o emprego de concretos de maior resistência traz para a aderência, e diversos autores propõem fórmulas para prever a resistência última de aderência onde aparece explicitamente sua ligação com a resistência do concreto.

No passado foram publicados os resultados de ensaios, aparentemente contraditórios, onde ora a resistência de aderência aparecia relacionada linearmente com a resistência à compressão e ora relacionada linearmente com a resistência à tração, ou, o que vem a ser o mesmo, com uma potência (menor que 1) da resistência à compressão.

Atualmente todos parecem concordar que a resistência à tração do concreto é o principal fator que determina a carga última de aderência quando a ruptura se dá por fendilhamento (que ocorre quando as tensões radiais internas excedem a resistência à tração do concreto e uma fissura longitudinal se forma), e a resistência à compressão do concreto é o fator preponderante no caso em que a ruptura é devida ao arrancamento (que ocorre quando o concreto alojado à frente das nervuras é esmagado).

Deve ser lembrado, no entanto, que a resistência à tração do concreto limita sua resistência à compressão num campo multidimensional de tensões, e muito apropriado é o comentário feito por GARDNER e POON, 1976²⁷: "Resistência à compressão, resistência à tração e resistência de aderência estão todas relacionadas e aumento em uma delas é refletida de forma similar nas demais".

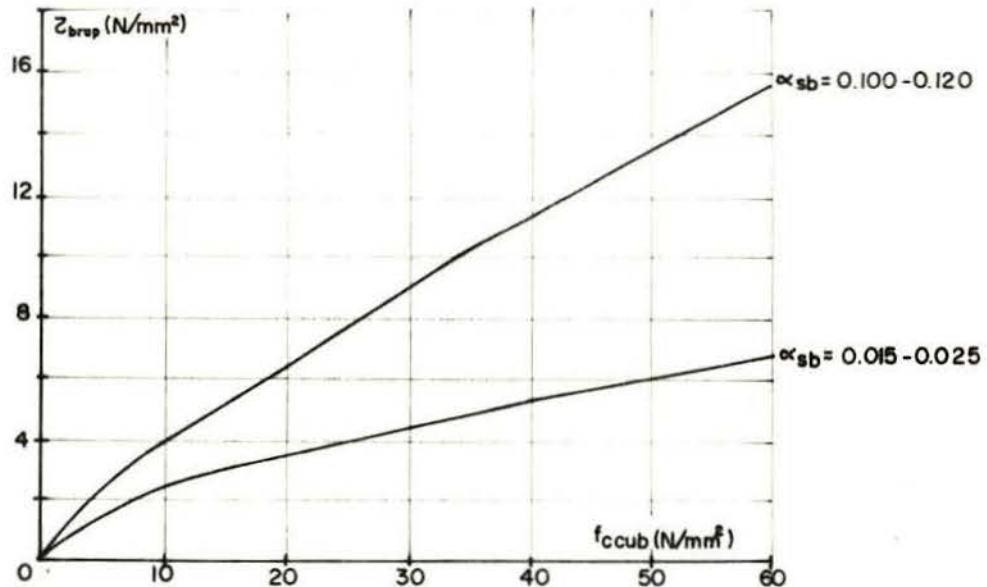


FIGURA 3.14. Influência da qualidade do concreto sobre as tensões últimas de aderência. $l_b = 10\phi$, $\phi = 16.0$, concretagem horizontal (MARTIN e NOAKOWSKI, 1981).

Com respeito a escorregamentos, não existe um consenso absoluto entre os pesquisadores. Enquanto que a maioria, como ROBINSON, 1965⁶¹, REHM, 1961⁵⁷, KEMP, BREZNY e UNTERSPAN, 1968³⁵, HRIBAR e VASCO, 1969²⁹, MARTIN e NOAKOWSKY, 1981⁴⁴, etc., estabelece que a tensão média de aderência para um dado deslocamento aumenta com a qualidade do concreto, outros poucos, como MIRZA e HOUDE, 1979⁴⁸, observaram em seus ensaios que a resistência do concreto tem efeito insignificante sobre os escorregamentos verificados.

3.11. Recobrimento e espaçamento

Imediatamente após o surgimento das barras nervuradas, diversos pesquisadores, ensaiando os mais diversos tipos de CP, verificaram que, ao se diminuir o recobrimento ou espaçamento entre as barras, o modo de ruptura de uma determinada peça de concreto armado podia mudar de esmagamento dos consoles de concreto para fendilhamento, diminuindo sensivel-

mente a resistência última da peça.

Já em 1954, FERGUNSON, TURPIN e THOMPSON²⁵ afirmaram que "altas tensões de aderência são inteiramente seguras sempre que as barras estiverem mergulhadas em concreto massa, ou estiverem confinadas por armadura transversal, ou sempre que as forças externas anulem as forças de fendilhamento. Porém, muitas vezes, barras são usadas em circunstâncias que não se encontram em nenhuma destas 3 situações". Os mesmos autores e também CHAMBERLIN, 1958¹⁵ observaram em seus ensaios que barras muito próximas (pequenos espaçamentos) tinham sua resistência de aderência sensivelmente diminuída. ACI Committee 408, 1966² e HRIBAR e VASKO, 1969²⁹ observaram que maiores recobrimentos atrasam o fendilhamento, aumentando a resistência última de aderência.

Inúmeros trabalhos mais recentes foram publicados confirmando estas observações iniciais e deixando evidente que, quando insuficientes, recobrimento e espaçamento podem ser críticos para a aderência.

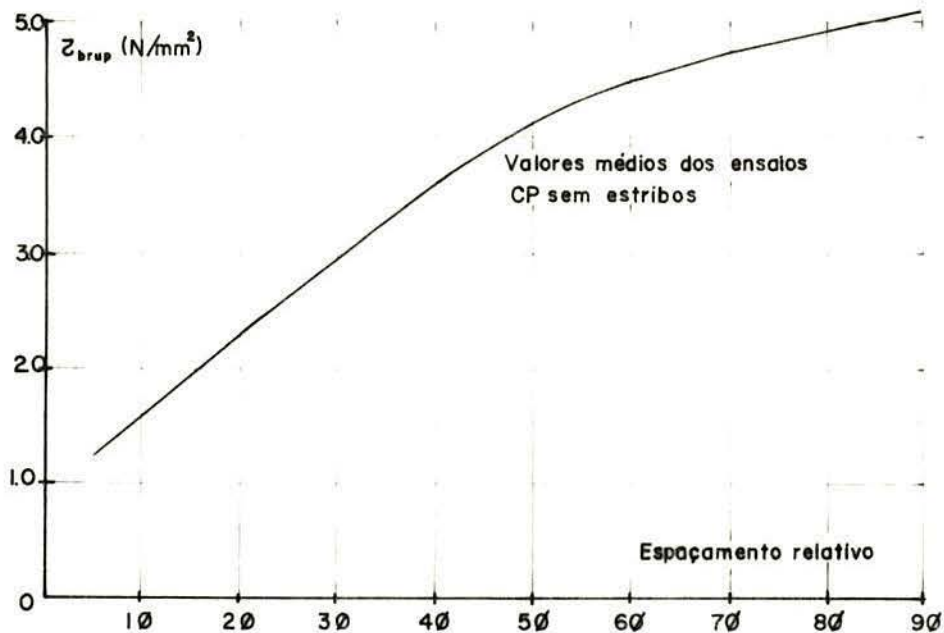


FIGURA 3.15. Influência do espaçamento entre as barras sobre as tensões de aderência (FERGUNSON, TURPIN e THOMPSON, 1954).

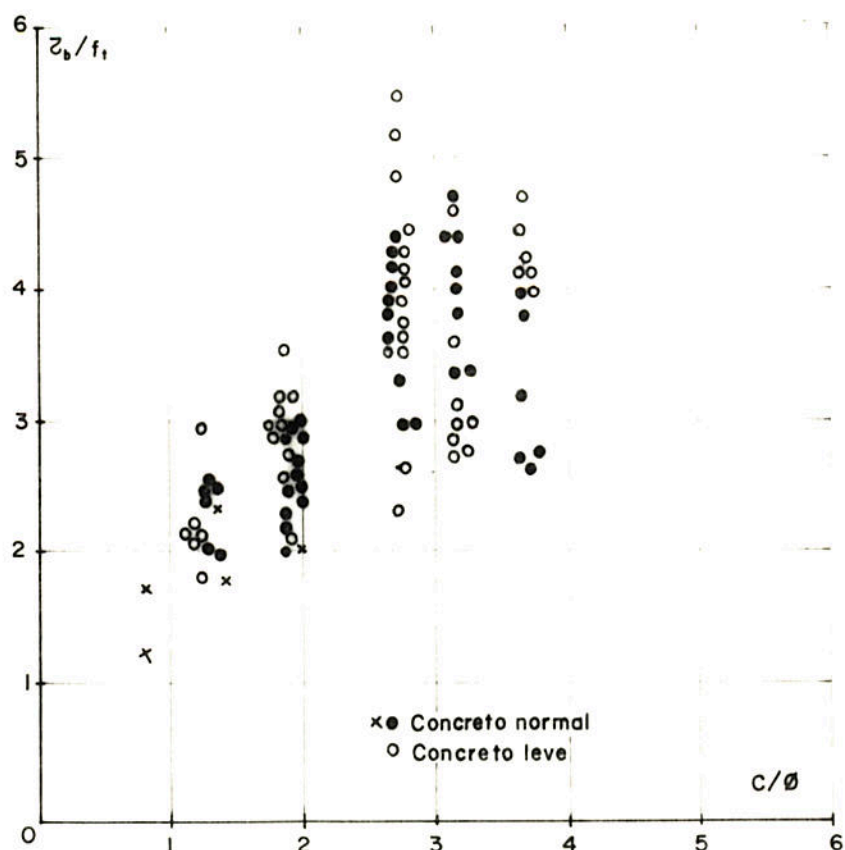


FIGURA 3.16. Influência do recobrimento sobre as tensões de aderência (TEPFERS, 1979).

Importante passo na definição teórica do problema foi dado por ORANGUN, JIRSA e BREEN, 1977⁵² ao estabelecerem que recobrimento inferior, recobrimento lateral e espaçamento entre as barras podem ser tratados como uma única variável. A idéia é que "o concreto deve resistir às tensões radiais produzidas pelas nervuras da mesma forma que um barril deve resistir à pressão hidráulica interna. No caso de aderência o diâmetro externo do barril fica definido pelo menor dos valores entre recobrimento inferior, recobrimento lateral e 1/2 espaçamento entre as barras" (KEMP e WILHELM, 1979³⁶).

Diversos autores, como ORANGUN, JIRSA e BREEN, 1977⁵², LOSBERG e OLSSON, 1979³⁹, KEMP e WILHELM, 1979³⁶, JIMENEZ, WHITE e GERGELY, 1979³², TEPFERS, 1979⁶⁸, etc., propõem fórmulas para determinar a resistência última de aderência onde aparece explicitamente que um aumento no menor valor entre reco-

brimento e $1/2$ espaçamento resulta num aumento na resistência de aderência. No entanto, a maioria destes autores faz a ressalva que, além de um determinado valor de recobrimento ou $1/2$ espaçamento, a ruptura deixa de ser por fendilhamento, e, portanto, aumentos adicionais resultam em nenhuma ou insignificante contribuição para a aderência.

Muito interessante é o comentário feito por FERGUNSON, 1977²⁴: "com menores espaçamentos perde-se resistência de aderência. Para os projetistas esta perda de resistência diz alguma coisa que nós não estamos acostumados a pensar a respeito. Barras finas podem nem sempre ser a melhor resposta para os problemas de ancoragem, mesmo maior número de barras de um mesmo diâmetro podem ser prejudiciais por eliminar o concreto necessário entre as barras para resistir ao fendilhamento. Poucas barras, cada uma delas um pouco mais grossas, podem ser a melhor resposta em alguns casos".

3.12. Armadura transversal

Como já ficou estabelecido anteriormente, a tensão de aderência capaz de ser resistida por barras ancoradas fica limitada pela resistência ao fendilhamento do concreto envolvente, e armadura transversal, seja sob a forma de hélice, estribos ou barras transversais, cruzando potenciais fissuras longitudinais de fendilhamento, restringe a abertura destas fissuras e confere maior resistência à ancoragem.

Um grande número de ensaios de aderência, incluindo como uma das variáveis a percentagem de armadura transversal, tem sido realizado, e, além do significativo acréscimo de resistência que esta oferece quando a ruptura é por fendilhamento, também é em geral verificado que a fissuração é menos severa e a ruptura menos brusca no caso em que armadura transversal estiver presente (FERGUNSON, TURPIN e THOMPSON, 1954²⁵, LUTZ, 1970⁴², MARQUES e JIRSA, 1975⁴³, ORANGUN, JIRSA e BREEN, 1977⁵², etc.).

Interessante é o comentário de KEMP e WILHELM,

1979³⁶ de que estribos parecem ser mais significativos no caso da aderência do que para o cisalhamento por dois motivos:

(1) eles representam uma maior percentagem no volume do recobrimento do que para o cisalhamento que envolve toda a seção da viga e (2) estão numa posição ótima para resistir às tensões de tração, pois são normais à fissura potencial.

Muitos trabalhos recentes originaram fórmulas para prever a tensão última de aderência e invariavelmente uma parcela que considere a contribuição da armadura transversal é adicionada (ver por exemplo ORANGUN, JIRSA e BREEN, 1977⁵², LOSBERG e OLSSON, 1979³⁹ KEMP e WILHELM, 1979³⁶ e JIMENEZ, WHITE e GERGELY, 1979³²). No entanto, é ressaltado que, acima de um certo valor, armadura transversal não mais será efetiva e um limite superior para a percentagem de armadura transversal capaz de contribuir para a aderência é em geral fixado.

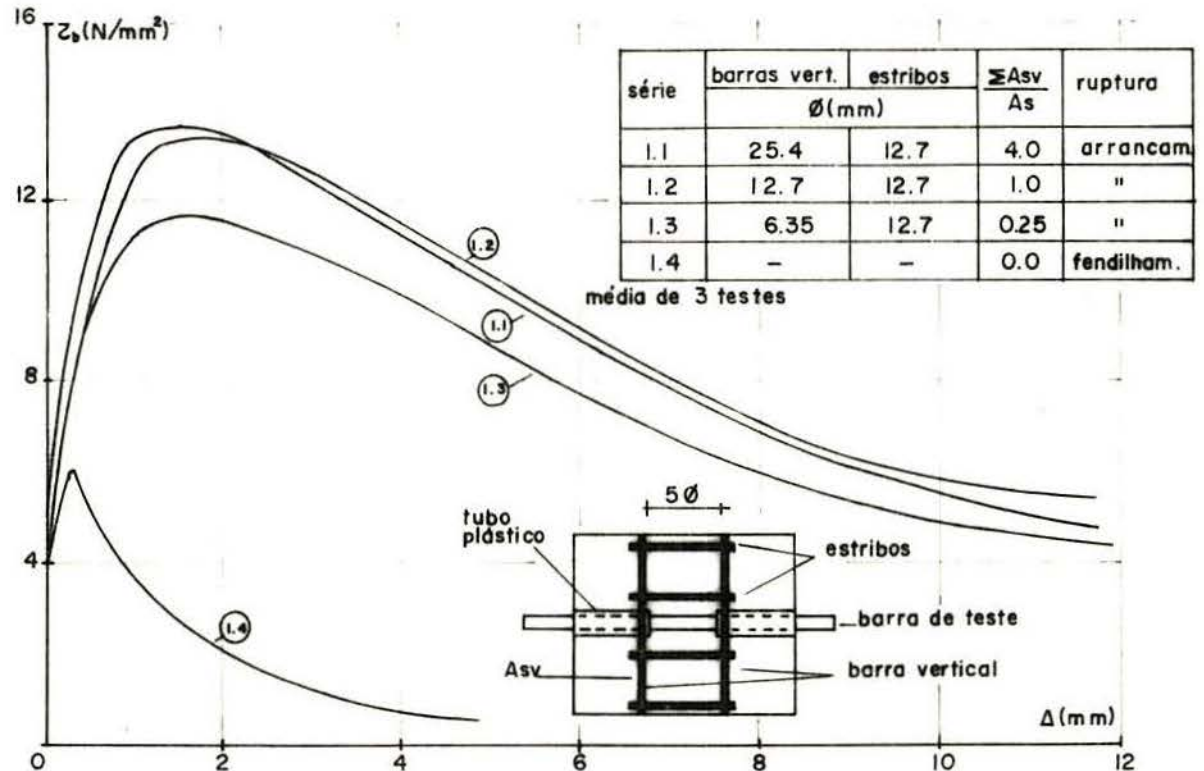


FIGURA 3.17. Influência da armadura transversal sobre o comportamento de aderência (CEB, 1982).

Outro detalhe muitas vezes observado nos ensaios com armadura transversal é que estribos de menor diâmetro e menos espaçados entre si são os mais eficientes para a aderência (FERGUNSON, TURPIN e THOMPSON, 1954²⁵ MARQUES e JIRSA, 1975⁴³ SIVAKUMAR, GERGELY e WHITE, 1983⁶³, etc.).

Tem sido bastante debatido se estribos suficientes apenas para suportar as tensões de cisalhamento poderiam ser efetivos para a aderência. Os trabalhos mais recentes parecem dar uma resposta afirmativa a esta questão, pois estribos diminuem as forças de pino que por sua vez são via de regra as responsáveis pelo surgimento prematuro da fissura longitudinal de aderência, que caracteriza a ruptura em peças comuns de concreto armado (KEMP e WILHELM, 1979³⁶, JIRSA, LUTZ e GERGELY, 1979³³, SIVAKUMAR, GERGELY e WHITE, 1983⁶³, etc.).

3.13. Forças transversais presentes

Forças de compressão transversais às barras da armadura podem exercer um efeito favorável sobre a aderência, uma vez que elas anulam as forças de tração que se originam do mecanismo de ancoragem.

Este efeito foi primeiramente observado em CP do tipo "pull-out", onde sempre que a placa de apoio reagia diretamente contra o concreto que envolvia a barra, uma melhora no comportamento de aderência era verificada devido à restrição imposta pela placa à deformação transversal do concreto (REHM, 1961⁵⁷, LEONHARDT, 1978³⁸, MARTIN e NOAKOWSKI, 1981⁴⁴, etc.).

Ensaaios realizados por UNTRAUER e HENRY, 1965⁷⁰ mostraram que forças de compressão, aplicadas diretamente sobre os CP, acrescentavam considerável resistência à ancoragem, podendo inclusive mudar seu modo de ruptura de fendilhamento para arrancamento direto.

Conforme o CEB, 1982¹⁴ o efeito de compressão transversal é duplo: retarda o início da falha de fendilhamento em um plano perpendicular à direção das forças de compressão e aumenta as forças de fricção nas superfícies aço/concreto

ou concreto/concreto. A presença de compressão transversal leva a menores valores de escorregamento para uma dada carga e seu efeito sobre a aderência pode ser mais favorável que o efeito exercido por armadura transversal, pois enquanto esta última não altera o surgimento da fissura de fendilhamento, mas somente retarda sua posterior progressão, suficiente pressão transversal pode efetivamente retardar ou mesmo impedir o início da fissura de fendilhamento.

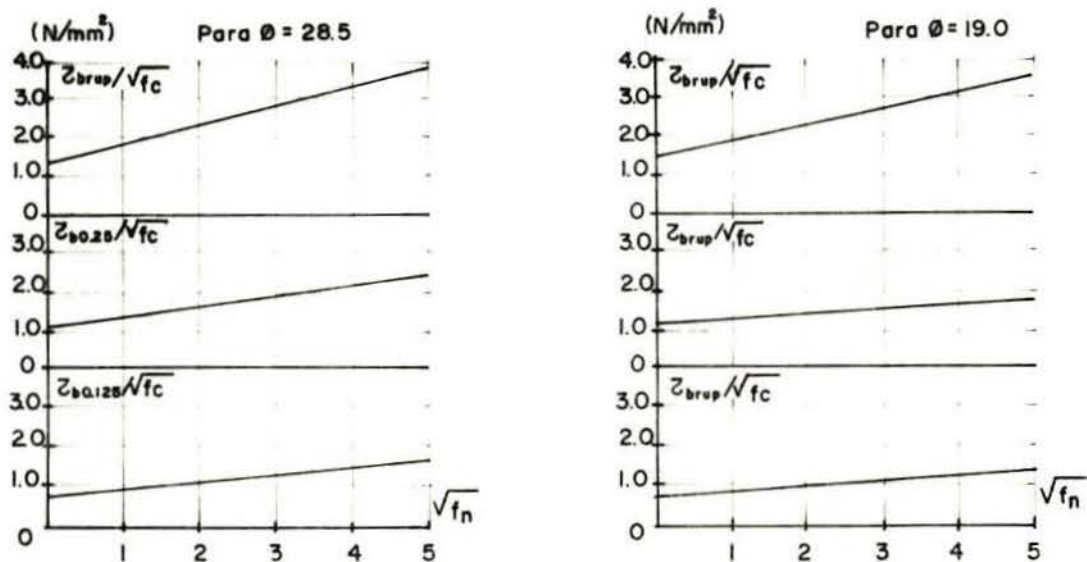


FIGURA 3.18. Influência de forças de compressão sobre as tensões de aderência correspondentes a escorregamentos de 0.125 mm, 0.250 mm e sobre a tensão última de aderência. f_n é a pressão normal aplicada sobre o CP (UNTRAUER e HENRY, 1965).

Forças de tração transversais às barras da armadura ajem exatamente de forma oposta ao estabelecido nos parágrafos anteriores. Elas se somam às forças de tração que surgem do mecanismo de ancoragem, contribuindo para o fendilhamento prematuro do concreto e conseqüente perda de resistência de aderência.

3.14. Interação com o cisalhamento - forças de pino

Em 1954, FERGUNSON, TURPIN e THOMPSON²⁵ afirmavam que "tensões de cisalhamento em uma viga se combinam com tensões de fendilhamento para criar grandes tensões principais de tração", e, em 1966, uma publicação do ACI committee 408² estabelecia que "a redistribuição de tensões que ocorre quando uma fissura diagonal aparece requer tensões mais altas no aço e maiores tensões de aderência na zona próxima da fissura. Além disso a ação de pino das barras coloca maior tensão vertical no concreto, que se soma para causar fendilhamento local".

Mas, apesar destes comentários iniciais, este é um campo de pesquisa em que muitas respostas ainda estão por vir, e o trabalho dos diversos pesquisadores apresenta com frequência resultados contraditórios. Em ensaios com elevados níveis de cisalhamento, LARANJEIRAS, 1973³⁷, KEMP e WILHELM, 1979³⁶, MORITA e KAKU, 1979⁴⁹ observaram efeito significativo do cisalhamento sobre a resistência última de aderência e o padrão de ruptura, com as forças de pino provocando o início do fendilhamento. Ao mesmo tempo, ensaios analisados por JIMENEZ, WHITE e GERGELY, 1979³² mostraram pequena interação entre aderência e forças de pino.

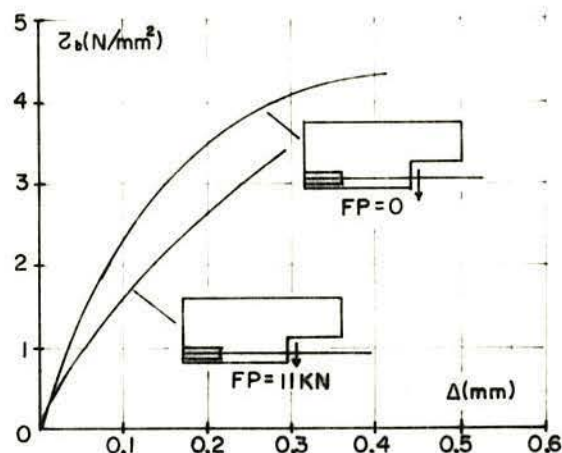


FIGURA 3.19. Influência das forças de pino sobre o comportamento de aderência (KEMP e WILHELM, 1979).

Talvez o comentário mais esclarecedor sobre o assunto tenha sido feito por KEMP e WILHELM, 1979³⁶ que dizem: "Há muito pequena influência das forças de cisalhamento no comportamento de aderência até que estas forças sejam suficientemente elevadas para criar uma fissura de cisalhamento. Uma fissura dessas pode gerar forças de pino tão grandes sobre a armadura que o recobrimento seja arrancado. Este tipo de ruptura tem causado discussão no passado se esta seria uma falha de aderência ou de cisalhamento e demonstra dramaticamente que a chave para entender a interação cisalhamento/aderência é a função das forças de pino que resultam da redistribuição de forças internas quando se forma a fissura de cisalhamento".

Os mesmos autores reconhecem a carência de informações neste campo e acrescentam: "Em nosso estágio presente de conhecimento, não é possível desenvolver um método compreensível de projeto que inclua os efeitos de cisalhamento devido às incertezas com respeito às forças de pino. Claramente procedimentos devem ser desenvolvidos para prever estas forças mais precisamente antes que um método aceitável possa ser desenvolvido".

3.15. Ganchos, laços e dispositivos de ancoragem

No passado, quando o concreto armado era feito com barras lisas, ganchos e laços eram utilizados frequentemente pelos projetistas para alcançar uma ancoragem adequada. Mas ao se iniciar a fabricação e o uso de barras nervuradas, que possuem características inerentes de aderência, dúvidas foram levantadas acerca da real contribuição que as barras dobradas poderiam oferecer.

Com respeito a barras nervuradas dispostas sob a forma de gancho, programas experimentais levados a termo por diversos pesquisadores (REINHARD, 1949¹⁰, REHM, 1966⁵⁶, MÜLLER, 1968⁵⁰, HRIBAR e VASKO, 1969²⁹, SHCIESSL, 1975⁶², MINOR e JIRSA, 1975⁴⁷, MARQUES e JIRSA, 1975⁴³, ACI-ASCE Committee 352, 1976⁵, LEONHARDT, 1977³⁸, CEB, 1982¹⁴, etc.), parecem concordar entre si, pelo menos no que se refere às conclusões principais, as

quais estão relatadas nos próximos parágrafos.

Uma vez que, ao serem solicitados, ganchos podem originar grandes forças de fendilhamento, o recobrimento lateral é um parâmetro crítico para determinar a resistência última do gancho. REHM, 1966⁵⁶ observou que gancho apenas será vantajoso se não houver possibilidade de fissuração das camadas laterais de concreto. E ensaios mencionados no CEB, 1982¹⁴ indicaram que ganchos rompem a cargas mais elevadas que ancoragens retas equivalentes somente quando grandes recobrimientos são previstos ($\geq 3\phi$).

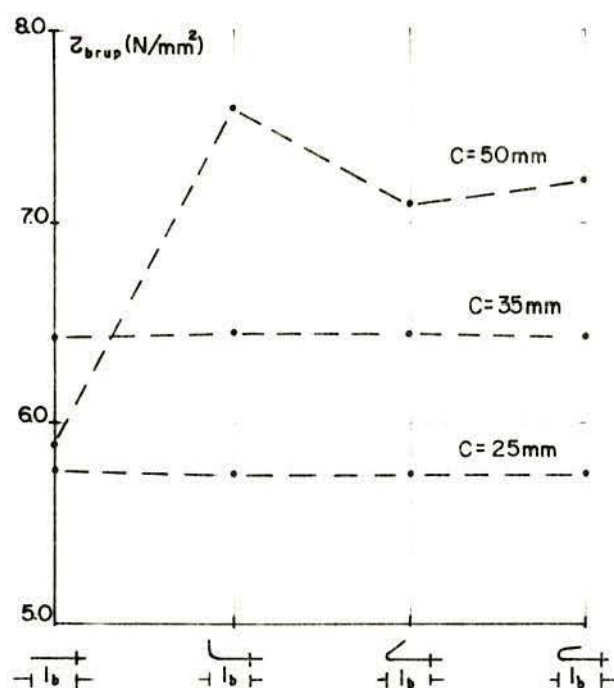


FIGURA 3.20. Tensões últimas de aderência para ancoragens retas e ancoragens com ganchos de vários tipos. $c=25, 35$ ou 50 , $f_c=20.0$, $\phi=16.0$, $l_b=14\phi$, (CEB, 1982).

Da mesma forma que recobrimento, armadura transversal ao plano do gancho ou forças transversais a este plano, podem permitir que se obtenha toda a resistência capaz de ser oferecida pelo gancho.

Embora ganchos em geral conduzam a uma resistência

última de ancoragem superior, eles não oferecem uma ancoragem tão rígida quanto a apresentada por ancoragens retas (ou seja, para uma dada tensão na barra, ganchos apresentam maiores escorregamentos que ancoragens retas equivalentes). Para melhorar a eficiência dos ganchos, estes devem ter o maior raio de curvatura possível na prática e o menor ângulo de dobramento (ganchos de 90° são preferíveis a ganchos de 180°), pois assim apresentarão menores escorregamentos ao serem solicitados.

Com respeito a comprimento mergulhado, parcelas retas além do gancho são ineficientes e apenas contribuem depois que o mecanismo de ruptura está caracterizado. Por outro lado, trecho reto de ancoragem anterior ao gancho atua favoravelmente sobre o comportamento de aderência, pois diminui os escorregamentos verificados para uma dada tensão na barra e aumenta a resistência última de ancoragem por exigir que uma maior área lateral de concreto fendilhe antes que a ruptura sobrevenha.

Conforme o observado para ganchos, laços mergulhados no concreto podem originar grandes forças de fendilhamento, de maneira que os mesmos comentários anteriores acerca de recobrimento, armadura transversal e forças transversais são igualmente válidos para o caso de laços. Também ao se aumentar o diâmetro do laço observa-se melhora tanto na sua resistência última de ancoragem como nas suas características de escorregamento (SCHIESSL, 1975⁶²).

Finalmente, dispositivos como barras transversais soldadas, placas soldadas, etc., embora impliquem em considerável aumento no detalhamento e mão de obra, podem permitir ancoragens bastante resistentes mesmo em trechos muito curtos, e, portanto, serem a única solução em casos excepcionais. O projetista, contudo, deve estar atento para as importantes forças de esmagamento e fendilhamento que possam ser induzidas por estes dispositivos.

4. TIPOS DE ENSAIOS DE ADERÊNCIA

Para investigar a influência exercida sobre a aderência pelos fatores anteriormente mencionados, os pesquisadores têm utilizado diferentes tipos de ensaios. A seguir vem relatada brevemente a forma com que são conduzidos estes ensaios e é feito um levantamento das vantagens e desvantagens que eles possuem, indicando-se em quais casos cada um deles é mais adequado.

4.1. Ensaio de arrancamento direto; Pull-Out Test (POT)

Com certeza este é o mais tradicional dos ensaios de aderência, e consiste em extrair-se uma barra geralmente posicionada no centro de cilindros ou prismas de concreto que por sua vez se apoiam contra as placas de uma máquina de ensaio. As duas extremidades da barra se projetam para fora do CP. Mede-se a força de tração aplicada a um dos extremos e os escorregamentos verificados no outro extremo.

Como vantagens deste tipo de ensaio pode-se citar entre outras o baixo custo e simplicidade do CP, a facilidade de isolar-se uma única variável eliminando-se a influência das demais e a possibilidade de uma visualização objetiva do próprio conceito de comprimento mínimo de ancoragem (neste aspecto pode-se dizer que este é um ensaio bastante didático).

Como desvantagem, sendo esta a principal crítica feita por diversos pesquisadores, POT servem apenas para pesquisas comparativas ou estudos qualitativos, uma vez que a forma de solicitar-se o CP se afasta da realidade. Diferente do caso de vigas, não existe tensões de corte através do concreto, e, além disso, a reação das placas de apoio coloca o concreto sob compressão e cria importantes restrições à deformação transversal do CP. Tudo se soma para inibir o fendilha-

mento e justificar o comentário geral de que os POT superestimam as tensões de aderência que o concreto resiste.

Ensaio de arrancamento têm sido utilizados principalmente para pesquisar o comportamento de barras de diferentes perfis, avaliar concretos de diferentes qualidades, determinar o efeito da direção de concretagem, determinar o efeito de carga de longa duração ou cíclica e verificar a influência do comprimento mergulhado. Para se estudar a influência sobre a aderência de recobrimento, espaçamento, armadura transversal, forças transversais ou forças de pino, é necessário admitir-se as limitações deste tipo de ensaio, pois momento fletor e esforço de corte, que podem determinar os resultados nestes casos, estão ausentes nos ensaios de arrancamento.

Muito importante é o fato destes ensaios já terem sido normalizados (por exemplo o POT discriminado pela RILEM, doc. 7.11.128²² e o ensaio americano referido na ASTM C 234⁶), uma vez que alguns itens como forma e dimensão do CP, comprimento mergulhado, comprimento sem aderência, direção de concretagem e perfil das barras alteram os resultados sensivelmente, e, apenas nos casos em que estes itens são invariantes, é possível uma comparação direta de resultados inter-laboratórios.

Corajoso e interessante é o comentário de MARTIN e NOAKOWSKY, 1981⁴⁴ que "a partir de POT é possível extrair-se uma informação mais do que apenas qualitativa sobre os valores de aderência. Este procedimento, no entanto, requer um número suficiente de ensaios e um conhecimento aprofundado dos fenômenos físicos pertinentes".

Entre os pesquisadores que realizaram ensaios de arrancamento podemos citar: JOHNSTON e COX, 1940, MATHEY e WATSTEIN, 1961, REHM, 1961, UNTRAUER e HENRY, 1965, MÜLLER, 1968, PERRY e JUNDY, 1969, SORETZ, 1972, ROBERTS, 1973, SHIESSL, 1975, GARDNER e POON, 1976, LOSBERG e OLSSON, 1979, SORETZ e HOLZENBEIN, 1979, REHM e ELIGEHAUSEN, 1979, EDWARDS e YANNOPOULOS, 1979, MARTIN e NOAKOWSKI, 1981,

CHUNG, 1981, VOS e REINHARDT, 1982, CLIFTON e MATHEY, 1983.

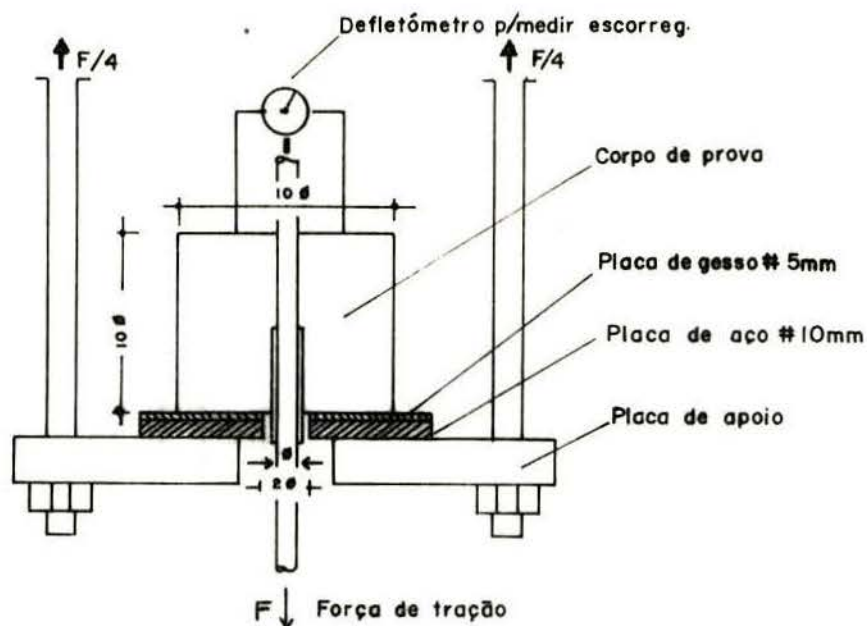


FIGURA 4.1. Ensaio de arrancamento direto. CP normalizado pela RILEM.

4.2. Ensaio de arrancamento com anel circunferencial - Ring Pull-Out-Test

Exatamente como no caso do POT, este ensaio consiste em extrair-se uma barra concretada no interior de um CP que se apoia contra as placas de uma máquina de ensaio. A diferença reside no fato de que o CP é sempre cilíndrico e está envolvido por um anel metálico que abraça todo o comprimento mergulhado. Este anel é instrumentado com "strain-gages", de forma que, além de medir-se a força de tração exercida em um dos extremos da barra e os escorregamentos verificados no extremo oposto (como no caso do POT), também são medidas as deformações que ocorrem no anel.

Como pode ser visto, este ensaio permite a medição direta da componente de fendilhamento das forças de aderência. O método foi primeiramente sugerido por TEPFERS, 1979^{6 8} e pos-

teriormente utilizado por LOSBERG e OLSSON, 1979³⁹. A análise dos resultados indica que a informação oferecida pelo ensaio de arrancamento com anel circunferencial é de algum modo mais completa e realista que aquela obtida através do ensaio de arrancamento convencional.

O CEB, 1982¹⁴ afirma que os testes "standard" de aderência (POT e BT) não oferecem uma precisão aceitável acerca da habilidade das deformações superficiais das barras em fendilhar o concreto envolvente, e considera o ensaio de arrancamento com anel circunferencial um método promissor de estimar-se esta habilidade.

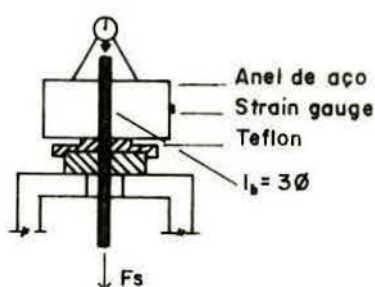


FIGURA 4.2. Ensaio de arrancamento com anel circunferencial.

4.3. Ensaio de tirante de concreto

O ensaio de tirante consiste em exercer-se um esforço de tração nas duas extremidades de uma barra mergulhada no centro de CP de concreto prismáticos ou cilíndricos. Em geral estes ensaios são realizados sobre CP de grande comprimento e se destinam ao estudo da fissuração. Eles reproduzem as condições existentes na zona tracionada de vigas fletidas.

Através da avaliação do afastamento e abertura de fissuras verificados, este tipo de ensaio permite a determinação do chamado coeficiente de conformação superficial (η_b) para os diversos perfis de barra (para tanto utiliza-se formulário pertinente, ver por exemplo a norma brasileira NBR-7477,

1979⁸). Enquanto barras lisas apresentam fissuras com grande abertura e bastante afastadas entre si, barras nervuradas, de boa qualidade de aderência, apresentam fissuras muito mais próximas e com menor abertura.

Uma das vantagens do ensaio de tirante é sua simplicidade e baixo custo. Além disso, como já foi mencionado, ele permite a determinação do coeficiente de conformação superficial e também possibilita que se estabeleça a distribuição das tensões no aço. Isto foi feito, por exemplo, por MIRZA e HOUDE, 1979⁴⁸ que, para tanto, colaram "strain-gages" no interior das barras de teste. Como inconvenientes deste ensaio é preciso citar a grande dispersão e difícil comparação dos resultados e a impossibilidade de obter tensões médias de aderência.

A normalização é importante, pois fatores como a forma de superfície e o diâmetro das barras, a qualidade do concreto, ou a seção transversal do CP exercem nítida influência sobre o padrão de fissuras que se estabelece. Ensaios de tirante foram realizados por GOTO, 1971, NILSON, 1972, MIRZA e HOUDE, 1979, JIANG, SHAH e ADRONIAM, 1984, etc.

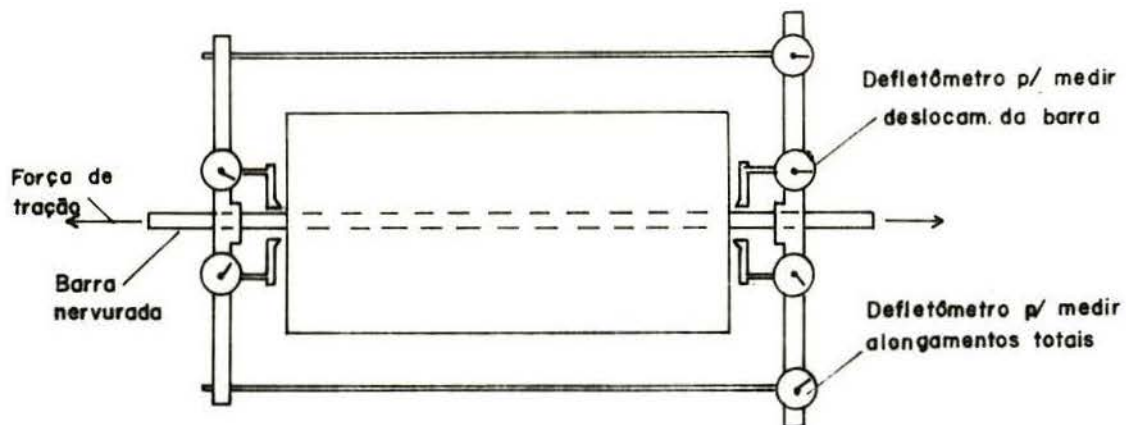


FIGURA 4.3. CP para o ensaio de tirante. Aparece a instrumentação para medir os escorregamentos da barra e o alongamento do CP.

4.4. Ensaio com vigas - Beam Test (BT)

Embora neste título estejam incluídos todos os ensaios realizados sobre vigas, simulando as condições reais, e com dimensões e carregamentos quaisquer, o "beam test" tradicional diz respeito a um CP constituído de dois blocos paralelepípedicos, ligados em sua parte inferior pela barra destinada ao estudo da aderência e em sua parte superior por uma rótula metálica. A viga assim constituída é solicitada sobre dois apoios por duas forças concentradas agindo a distâncias iguais dos extremos. A barra sobressai às faces externas dos blocos, de forma a permitir a medição dos escorregamentos. A ancoragem é limitada ao comprimento especificado com a ajuda de tubos plásticos que eliminam a aderência nos trechos que se deseja.

Exatamente conforme descrito no parágrafo anterior é o "beam test" normalizado pela RILEM (doc. 7.11.28 D)²¹, que se constitui num dos ensaios mais frequentemente utilizados pelos pesquisadores que se destinaram ao estudo da aderência, só perdendo em número de testes realizados para o tradicional "pull-out" test. Entre aqueles que utilizaram vigas em seus ensaios de aderência, podemos citar: FERGUNSON, TURPIN e THOMPSON, 1954, CHAMBERLIN, 1958, MATHEY e WATSTEIN, 1961, SORETZ, 1972, LARANJEIRAS, 1973, LOSBERG e OLSSON, 1979, THOMPSON, JIRSA, BREEN e MEINHEIT, 1979 e CHUNG, 1981.

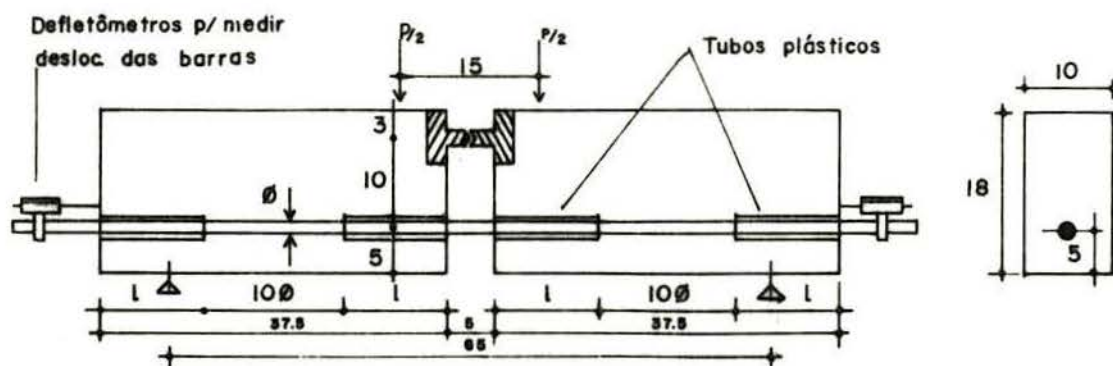


FIGURA 4.4. Ensaio com viga ("Beam Test"). CP padronizado pela RILEM para $\phi < 16.0$ mm.

Ao contrário dos ensaios de arrancamento, os ensaios com vigas permitem que se chegue a resultados absolutos, uma vez que representam exatamente as condições encontradas na prática. Eles são especialmente indicados para determinar a influência do diâmetro da barra, recobrimento, espaçamento, estribos e interação aderência/cisalhamento.

Muito interessante foi a pesquisa realizada por SORETZ, 1972⁶⁴, posteriormente complementada por BONY, CLAUDE e SORETZ, 1975¹² comparando os resultados apresentados pelos POT e BT normalizados pela RILEM. A partir de um número muito grande de testes eles concluíram, entre outros pontos, que POT e BT apresentam os mesmos valores para a tensão média de aderência (*), embora o POT acuse valores bastante superiores para a tensão última de aderência. Também encontraram que não existe diferença conclusiva entre as dispersões apresentadas pelos dois ensaios e que não existe nenhuma relação entre a área relativa de nervuras e a razão entre os resultados dos BT e POT.

4.5. Ensaio de extremo de viga - Beam End Test

Este tipo de ensaio representa a situação de aderência que existe entre uma fissura de flexão-cisalhamento e o extremo de uma viga simplesmente apoiada. A barra, situada na parte inferior do CP, é tracionada e a reação, simulando a zona de compressão da viga, é aplicada na parte superior do CP. O momento que se cria é equilibrado por outro par de forças que atuam perpendicularmente à barra e simulam a reação de apoio e o esforço de corte que seria transmitido através do concreto (ver figura 4.5).

(*) Tensão média de aderência, aqui se refere à média das tensões de aderência correspondentes aos escorregamentos de 0.01, 0.1 e 1.0 mm.

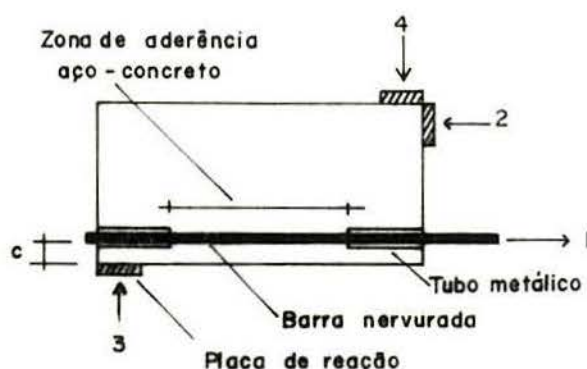


FIGURA 4.5. Exemplo de CP para os ensaios de extremo de viga.

- 1- Força de tração na barra.
- 2- Placa de reação que simula a zona de compressão das vigas.
- 3- Placa de reação de apoio.
- 4- Placa de reação que simula o esforço de corte que seria transmitido através do concreto.

Como pode ser visto, este ensaio representa um considerável progresso sobre o tradicional "pull-out" test, pois estabelece um gradiente de deformações ao longo da altura do espécime mais realista, similar aquele que se espera encontrar em vigas. Entre os pesquisadores que se utilizaram de ensaios de extremo de viga podemos citar: REINHARD, 1949, FERGUNSON, TURPIN e THOMPSON, 1954, KEMP, BREZNY e UNTERSPAN, 1968, LUTZ, 1970, MINOR e JIRSA, 1975, MARQUES e JIRSA, 1975, KEMP e WILHELM, 1979, MORITA e KAKU, 1979, CLARCK e JOHNSTON, 1983, etc.

Atualmente, ensaios de extremo de viga têm merecido a preferência de muitos pesquisadores porque podem oferecer as mesmas informações que os ensaios de vigas, possuindo as vantagens de serem menores (o que implica em custo inferior e menor espaço de estocagem) e mais simples de executar. Além disso, o tipo de CP descrito é bastante versátil, pois a relação entre aderência, cisalhamento e momento fletor pode ser facilmente variada. Também forças de pino podem ser aplicadas à armadura de forma simples e com qualquer intensidade desejada.

5. PROGRAMA EXPERIMENTAL - 1^a ETAPA

Esta primeira etapa envolveu ensaios de arrancamento direto realizados sobre CP cúbicos de concreto. Um total de 21 CP foram ensaiados e o pretendido era verificar a influência que o diâmetro da barra e a qualidade do concreto podiam exercer sobre o comportamento de aderências de barras nervuradas. Para tanto foram utilizados na confecção dos CP materiais (areia, brita, cimento e barras de aço) comumente empregados na construção civil em nosso Estado. Desta forma foi possível estabelecer um paralelo entre os resultados de ensaios feitos no estrangeiro e estes que aqui estão relatados.

5.1. Propriedades dos materiais

5.1.1. Concreto

Na confecção dos CP utilizou-se cimento Portland comum (CP 320, marca Serrana), areia normal do Rio Guaíba e brita granítica de diâmetro máximo do agregado 15 mm.

Três traços de concreto foram projetados para se obterem as resistências de 15, 22 e 30 N/mm². Estes traços, em peso, estão especificados a seguir:

Traço 1 - 1: 3.15 : 4.40 : 0.75 (cimento, areia, brita e água)
Traço 2 - 1: 2.80 : 3.70 : 0.66
Traço 3 - 1: 2.50 : 3.05 : 0.57

Para a confecção de todos os CP desta etapa (CP cúbicos destinados aos ensaios de arrancamento direto e CP cilíndricos para o controle da resistência à compressão), seis concretagens foram realizadas. Os dados particulares de cada uma delas estão contidos na tabela a seguir:

TABELA 5.1. Dados particulares às concretagens da 1^a etapa de ensaios.

Concret. Número	Traço	Slump (mm)	Resist. ã compr.	
			Média	C.V.
1	1	90	16.9	4.0
2	1	90	17.3	11.0
3	1	70	17.4	14.0
17	1	85	13.9	5.0
18	2	70	23.6	6.0
5	3	90	27.8	10.0

Observações:

- Os resultados de resistência ã compressão se referem a média de 3 CP cilíndricos 150x300 mm ensaiados aos 28 dias.

- Média em N/mm^2 . CV é o coeficiente de variação em %.

- Peso específico médio do concreto: $22.7 KN/m^3$

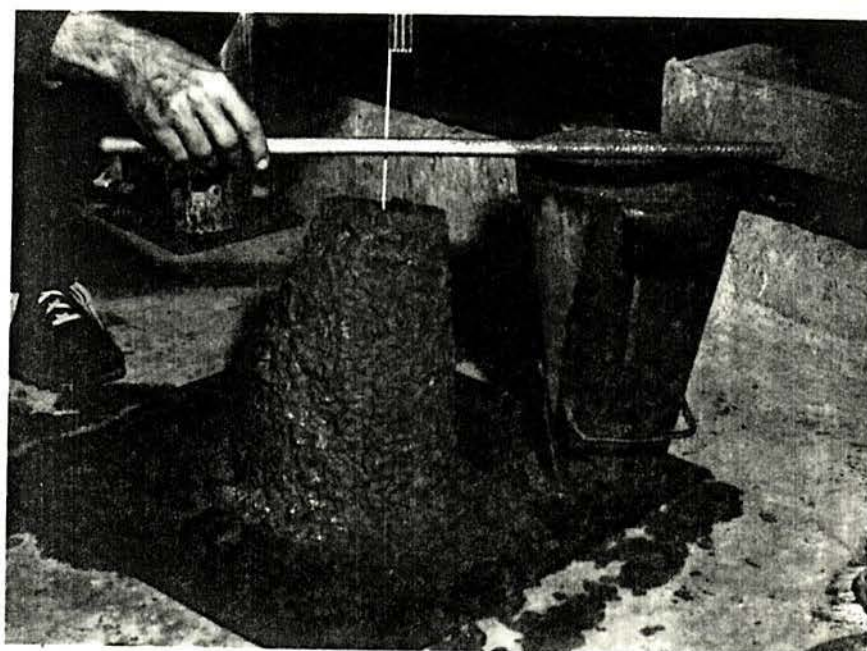


FIGURA 5.1. Slump Test

5.1.2. Barras de aço

As barras de aço utilizadas nos ensaios foram fornecidas pela Siderúrgica Riograndense. As barras nervuradas tinham diâmetro nominal de 6.3, 8.0, 16.0 e 20.0 mm. A tensão de escoamento para este tipo de aço (CA 50-A) é de 500 N/mm^2 e seu módulo de deformação longitudinal é 210000 N/mm^2 (dados do fabricante). Também foi ensaiado um tipo de arame para concreto armado (CA 60-B) com diâmetro nominal 6.0 mm. Este tinha a superfície sem nervuras (com mossas apenas), tensão de escoamento 600 N/mm^2 e módulo de deformação longitudinal 210000 N/mm^2 .

Embora o perfil das barras (padrão de nervuras) fosse aparentemente o mesmo, uma cuidadosa medição indicou que isto com efeito não ocorria. Todas as características geométricas das nervuras das quatro bitolas de barras (em valores absolutos ou relativos aos diâmetros quando é o caso) estão especificadas no quadro a seguir. Estes valores serão analisados e comparados com os utilizados em outros países mais adiante.

TABELA 5.2. Dimensões das nervuras para as barras ensaiadas.

Diâmetro nominal (mm)	Características geométricas das nervuras						Área relativa de nervuras (α_{sb})	
	Altura (mm) (ϕ)		Espaçamento (mm) (ϕ)		Área (mm^2)	Incl. com eixo da barra		Inc. com sup. da barra
6.3	0.22	0.035	3.5	0.56	1.75	57.5°	90°	0.043
8.0	0.32	0.040	5.8	0.73	2.30	57.5°	90°	0.044
16.0	0.95	0.059	10.0	0.625	15.10	57.5°	90°	0.050
20.0	1.32	0.060	12.5	0.625	24.30	57.5°	90°	0.052



Inclinação das nervuras com
o eixo da barra

Inclinação da face das ner-
vuras com a superfície das
barras

FIGURA 5.2. Ilustração das grandezas medidas sobre as nervuras.

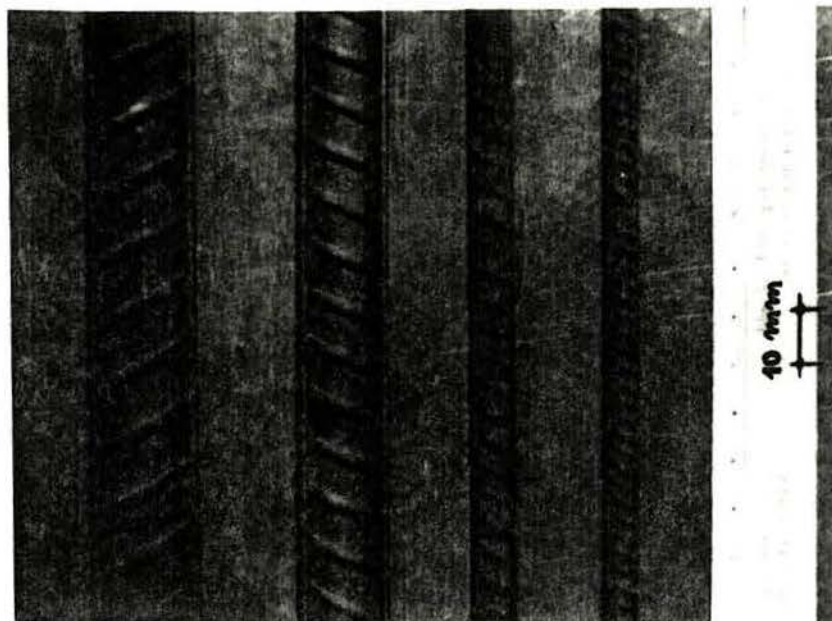


FIGURA 5.3. Detalhe do perfil das barras (padrão de ner-
vuras) das diversas bitolas ensaiadas.

5.2. Confecção dos corpos de prova

5.2.1. Dimensões

Os corpos de prova eram moldados em formas cúbicas de madeira. A seção transversal dos CP era constante e média 150x150 mm. Seu comprimento valia sempre 10ϕ , portanto,

variava em valor absoluto conforme a barra fosse de 6.3, 8.0, 16.0 ou 20.0 mm. As formas eram versáteis de maneira a servir a qualquer destas bitolas. Apesar do CP possuir comprimento de 10ϕ , o comprimento de ancoragem efetivo era somente a metade deste valor, pois tubos plásticos ou metálicos envolviam as barras por um trecho de 5ϕ , assegurando um comprimento inicial sem aderência. As extremidades dos tubos eram seladas para que concreto não penetrasse em seu interior. A barra a ser ensaiada era posicionada no centro e tinha suas extremidades projetadas para fora do CP.



FIGURA 5.4. Dimensões dos CP utilizados nos ensaios de arrancamento direto.

A justificativa para adotar-se um CP com seção transversal fixa (e não um múltiplo do ϕ da barra) é que concreto envolvente (recobrimento) além de um certo valor tem pequena ou nenhuma influência sobre o comportamento de aderência, ou, dito de outra forma, quando a ruptura deixa de ser por fendilhamento e passa a ser por arrancamento, volumes adicionais de recobrimento não são mais efetivos. Ensaio realizado por JIRSA, LUTZ e GERGELY, 1979³³ indicaram que a transição entre fendilhamento e arrancamento ocorre para valores de c/ϕ iguais a 2.5. Mesmo para as barras de 20.0 mm esta relação, nos ensaios aqui descritos, foi de 3.25, ou seja, superior ao mencionado valor de transição.

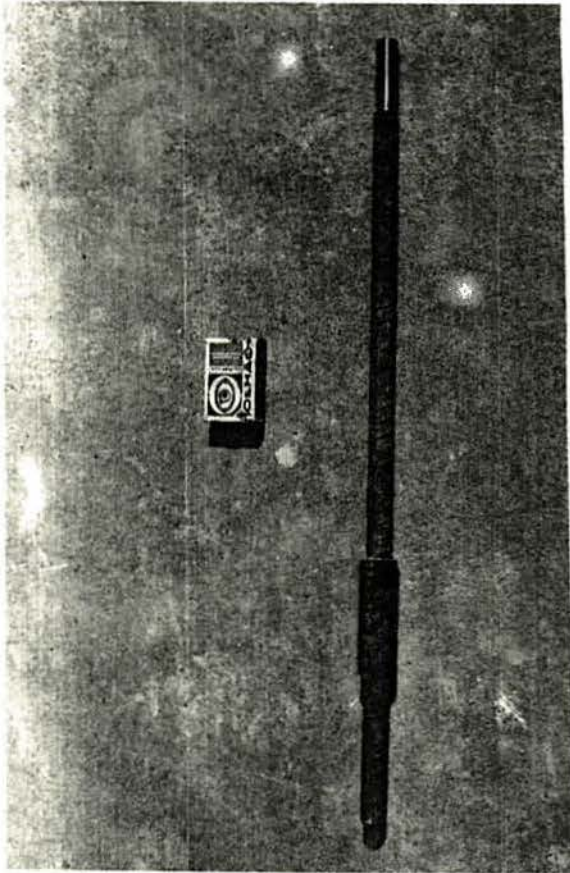


FIGURA 5.5. Detalhe de uma das barras ensaiadas com o tubo plástico destinado a eliminar a aderência.

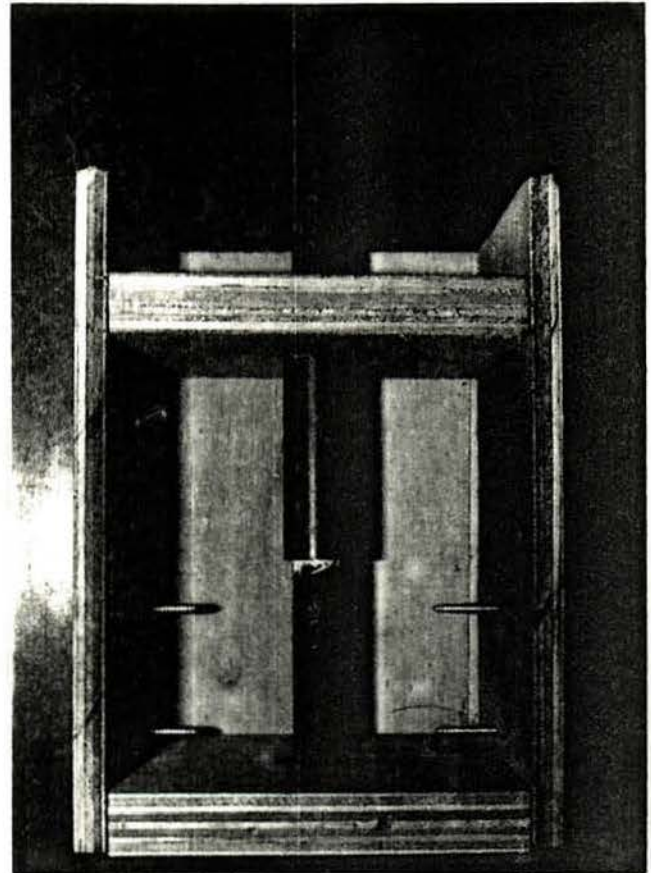


FIGURA 5.6. Detalhe da forma de madeira com a barra posicionada em seu centro. Pode-se ver o comprimento sem aderência inicial (5ϕ) e o comprimento de ancoragem (5ϕ).

O comprimento mergulhado e o comprimento sem aderência escolhidos são os mesmos normalizados no POT da RILEM²². Estes são valores comuns utilizados em ensaios de arrancamento direto. A finalidade do comprimento inicial sem aderência é de manter o trecho de ancoragem afastado da face de concreto em contato com a placa de reação, uma vez que esta induz importantes restrições à deformação transversal do CP, criando na zona inicial condições de ancoragem anormalmente favoráveis.

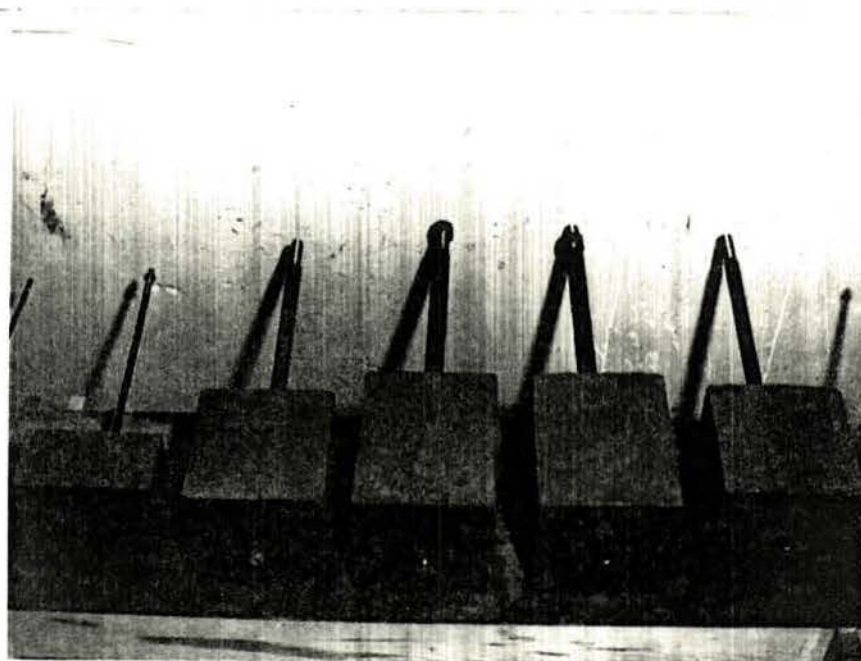


FIGURA 5.7. Detalhe dos CP imediatamente após a desmoldagem. As extremidades das barras projetam-se para fora do CP.

5.2.2. Mistura do concreto

Para a confecção dos CP utilizou-se uma betoneira de eixo vertical com volume máximo de concretagem 32 litros, própria para laboratório. O procedimento de colocação e mistura dos materiais na betoneira (que era limpa e seca antes de cada concretagem) foi o seguinte:

1. colocar toda a brita, cimento e areia na betoneira
2. ligar a betoneira e colocar lentamente toda a água
3. manter a betoneira ligada por mais 90s após a colocação da água
4. desligar a betoneira e realizar o "slump test"
5. ligar a betoneira por mais 30s.
6. desligar a betoneira e moldar os CP.



FIGURA 5.8. Betoneira de eixo vertical utilizada nesta primeira etapa do programa experimental.

5.2.3. Direção de concretagem e adensamento

Sempre o concreto era colocado manualmente nas formas, em direção perpendicular às barras de ensaio, ou seja, o que na literatura é referido como barras concretadas deitadas ou na horizontal.

Para assegurar uma boa concretagem (sem vazios), o adensamento era feito em camadas, seguindo um procedimento pré-determinado que foi o seguinte:

- 1^a camada (metade da altura do CP): 30 golpes com bastão ϕ 15 mm.
- 2^a camada (completando a altura do CP): 30 golpes com bastão e mais 50 golpes com martelo de borracha.

Acabamento: Os topos dos CP eram alisados com colher de pedreiro.

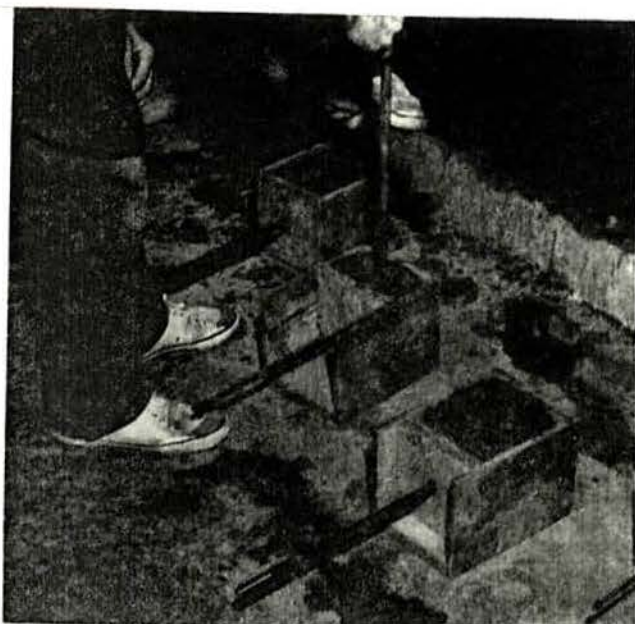


FIGURA 5.9. Adensamento dos CP de aderência.



FIGURA 5.10. Confeção dos CP cilíndricos destinados ao controle da resistência do concreto.

A confecção dos CP cilíndricos, destinados ao controle da resistência do concreto, seguiu em todos os aspectos o normalizado na NBR-5739. O objetivo de "boa concretagem" parece ter sido alcançado, pois observações feitas na parte externa e também no interior de alguns CP de aderência que foram quebrados demonstraram que o concreto envolvia todos os espaços possíveis (não havia vazios).

5.2.4. Armazenagem dos CP e idade de carga

Após o final da concretagem, os CP tinham sua face exposta coberta por uma tampa plástica e permaneciam nas formas por um período de 24 a 48 horas. A seguir procedia-se a desmoldagem dos CP que era feita com todo o cuidado para não exercer qualquer tipo de esforço sobre as barras. Os CP eram então armazenados em prateleiras e cobertos com sacos de aniação mantidos permanentemente úmidos. Dois dias antes do ensaio, os sacos de aniação eram retirados, e os CP deixados secar expostos ao ambiente. Os CP eram sempre ensaiados aos 28 dias.

O objetivo de todo este procedimento adotado era o de permitir que, conforme posteriormente se confirmou, a perda d'água e a retração do concreto se realizassem da forma mais lenta possível, de modo que não ocorresse uma fissuração prematura dos CP.

5.3. Variáveis

Nesta primeira etapa de ensaios pretendia-se que as variáveis fossem apenas duas: diâmetro da barra e qualidade do concreto. Mas dois outros fatores, que se supunha não exerceriam influência sobre o resultado, tiveram que ser incluídos.

Na fabricação das barras de aço, o padrão de nervuras é desenhado para ser o mesmo para todos os diâmetros de barras nervuradas, mas particularidades do processo de laminação fazem com que isto não ocorra na realidade. Os diâmetros mais finos (até 12.5 mm) saem da laminação sob forma de rolos e, a pedido do consumidor, podem passar por um processo de retificação e serem entregues sob a forma de barras retas. Este processo de retificação acaba por reduzir a altura das nervuras e, conseqüentemente, a área relativa de nervura. Também, com o tempo, as matrizes responsáveis por imprimir a corrugação das barras podem se gastar, produzindo nervuras menores até que sua substituição seja feita. Estes

dois motivos explicam as diferenças encontradas ao se medir a área relativa de nervuras das diversas bitolas desta remessa particular ensaiada.

Como o diâmetro da barra exerce apenas pequeno efeito sobre a aderência, e a área relativa de nervura exerce efeito determinante no resultado dos POT (REHM, 1966⁵⁶, LEONHARDT, 1978³⁸, MARTIN e NOAKOWSKI, 1981⁴⁴ e muitos outros), é fácil de entender que este último tenha mascarado completamente a influência que poderia ter sido observada ao se variar o diâmetro da barra.

Também foi observado que o tamanho relativo do corpo de prova influenciou o modo de ruptura pelo menos em um dos ensaios (contrariamente ao verificado nos ensaios de outros pesquisadores, como por exemplo nos já mencionados ensaios conduzidos por JIRSA, LUTZ e GERGELY, 1979³³). Estas primeiras observações serão posteriormente discutidas em detalhe à luz dos resultados obtidos nos ensaios.

Tendo em vista o exposto nos parágrafos anteriores, as variáveis efetivas nesta primeira etapa de ensaios estão listadas no quadro a seguir.

TABELA 5.3. Variáveis da 1^a etapa de ensaios.

Diâmetro da barra	6.0	6.3	8.0	16.0	20.0
Área rel. de nervura	-	0.043	0.044	0.050	0.052
Recobrimento (em ϕ)	12.0	11.4	8.9	4.2	3.3
Resistência do concreto					
Entre 15 e 30 N/mm ²					

5.4. Código dos corpos de prova

Os CP eram identificados por dois pares de números, o primeiro deles especificando sua resistência à compressão em N/mm², e o segundo par de números especificando o diâmetro

da barra em mm (e como para cada diâmetro correspondia uma certa área relativa de nervuras e recobrimento, estes dois valores ficavam automaticamente especificadas). Para o caso da barra sem nervuras a letra L (lisa) era acrescentada aos dois pares de números.

Exemplo: CP 15 16 ——— diâmetro da barra (mm)
 └───────────┘ resistênciã do concreto (N/mm²)

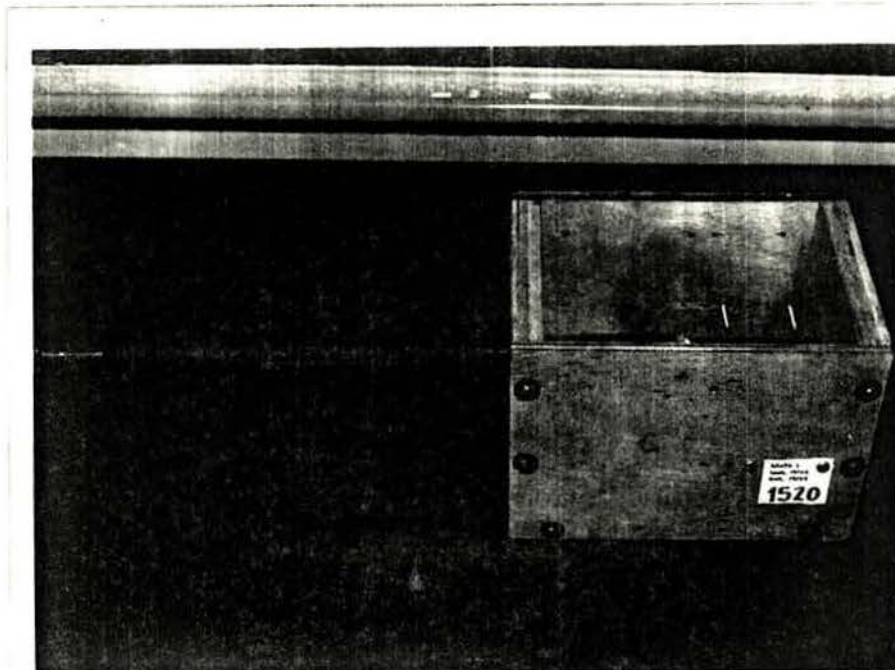


FIGURA 5.11. Uma placa de identificação acompanhava o CP desde sua confecção até a ruptura.

5.5. Ensaios

5.5.1. Equipamento utilizado

Para a aplicação de carga utilizou-se um macaco hidráulico de pistão vazado, com capacidade de 300 KN, conectado a uma bomba manual de pressão. Para medir-se a carga aplicada, três células de carga com capacidade de 50, 150 e 250 KN foram projetadas e executadas no próprio laboratório. Conforme o CP a ser ensaiado, uma destas células de carga

era colocada em série com o macaco hidráulico. Assim como este, a célula de carga também era vazada, tornando possível que a barra cruzasse seu interior e criando um dispositivo de carga bastante compacto.

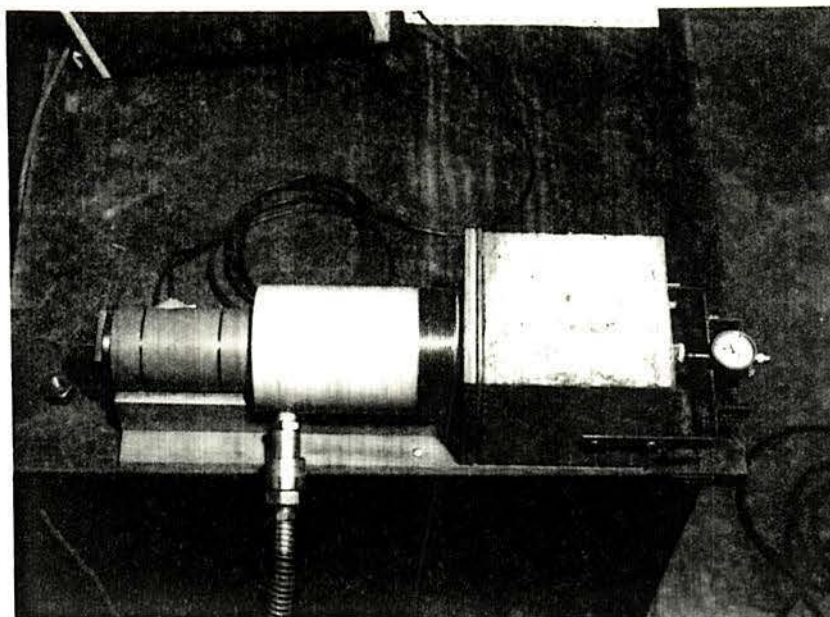


FIGURA 5.12. Conjunto em posição de carga. Pode-se ver a célula de carga (esq.) e o macaco hidráulico (centro).

A leitura das deformações ocorridas na célula, que nos indicava a magnitude de carga aplicada, foi feita utilizando-se um leitor digital de deformações modelo BLH-1200. Para a medição dos escorregamentos foram utilizados deflectômetros com precisão de 0.01 mm e curso 5.0 mm.

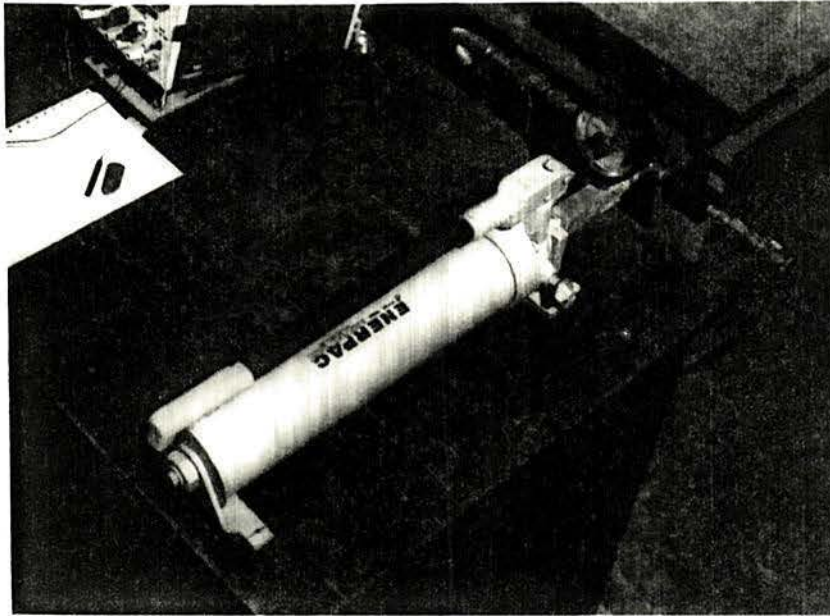


FIGURA 5.13. Bomba manual de pressão

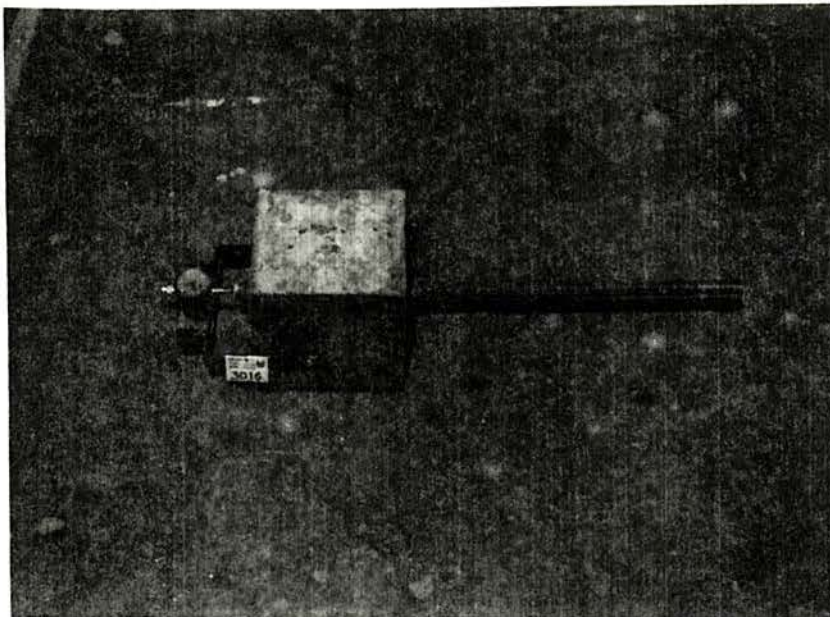


FIGURA 5.14. Deflectômetro para medir escorregamentos em posição.

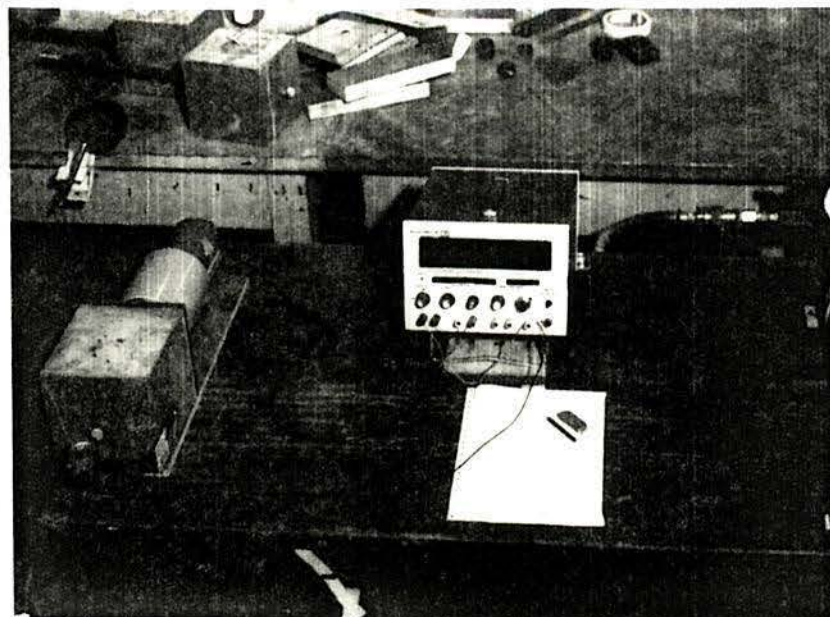


FIGURA 5.15. Leitor digital de deformações.

5.5.2. Método de ensaio

Seguindo o procedimento usual em ensaios de arrancamento, a força de tração era aplicada a uma das extremidades da barra pelo macaco hidráulico que reagia contra o CP e os escorregamentos eram medidos pelo deflectômetro encostado à extremidade oposta da barra.

Uma placa de aço de espessura 12 mm foi introduzida entre o macaco e o CP para que a compressão fosse distribuída em toda a face do espécime. Além disso, esta face que recebia carga era revestida por uma chapa de couro de espessura 3 mm que tinha a função de eliminar qualquer concentração de tensões que pudesse ocorrer. Esta espécie de capeamento com couro mostrou-se satisfatória em todos os aspectos, e também os CP cilíndricos ensaiados à compressão simples tiveram suas faces planas assim revestidas. Durante ensaios anteriores, realizados neste laboratório, com CP cilíndricos revestidos com a tradicional mistura de chumbo e enxofre e CP revestido com couro, não se encontrou nenhuma diferença nos resultados dos dois tipos mencionados de capeamento.

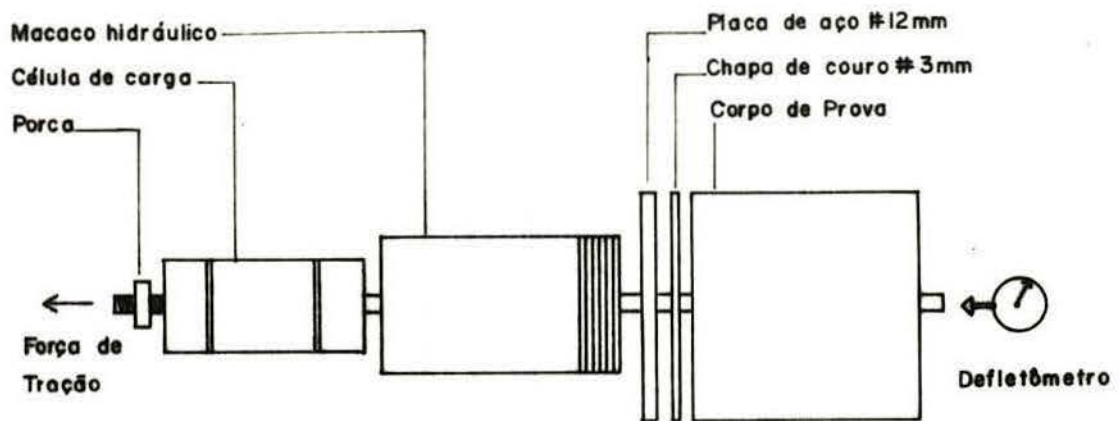


FIGURA 5.16. Representação esquemática dos ensaios de arrancamento relatado neste trabalho.

A carga era aplicada de forma contínua a uma taxa de aproximadamente $0.03 \text{ N/mm}^2/\text{s}$. A equipe de ensaios era composta por três pessoas, uma das quais operava a bomba manual (aplicava carga), outra observava o defletômetro avisando quando os escorregamentos atingiam valores pré-estabelecidos (a saber: 0.01, 0.02, 0.03, ..., 0.10, 0.20, 0.30, ..., 1.00, 1.50, 2.00, ...) e finalmente uma terceira pessoa anotava os correspondentes valores que surgiam no leitor digital. O ensaio era encerrado quando a barra perdia sua capacidade de seguir suportando carga adicional.

5.5.3. Grandezas medidas

Como pode ser observado, o equipamento e método de ensaio utilizados permitiam a medição da carga aplicada (tensão na barra) e dos escorregamentos que ocorriam no extremo livre da barra. Com estes dois valores foi possível o traçado das curvas características (tensão de aderência x escorregamento), as quais serão mostradas mais adiante.



FIGURA 5.17. A equipe de ensaio era composta por três pessoas.

5.6. Fissuração e modo de ruptura

Devido aos cuidados que foram seguidos durante a cura e desmoldagem dos CP (descritos no item 5.2.4), nenhuma espécie de fissura apareceu em qualquer dos CP antes que o ensaio se realizasse.

Após a aplicação de carga, no que diz respeito a CP com barras finas (diâmetro 6.0, 6.3 e 8.0 mm) também nenhuma fissura externa pôde ser observada, nem à vista desarmada, nem com o auxílio de uma lupa. Por outro lado, os CP com barras de diâmetro 16.0 e 20.0 mm apresentavam na face perpendicular à extremidade livre da barra pequenas fissuras radiais que partiam da barra e dirigiam-se às faces paralelas a barra (ver figura 5.18). Estas fissuras, em geral apenas visíveis com auxílio da lupa, normalmente se propagavam somente por uns poucos centímetros, e num único ensaio, com barra de diâmetro 20 mm, uma destas fissuras atingiu uma das faces paralelas a barra. Nesta face pôde ser observada uma fissura longitudinal que a atravessava de fora a fora, correndo

do paralela à barra. A abertura desta fissura, que caracteriza a ruptura por fendilhamento, era mínima (~ 0.05 mm).

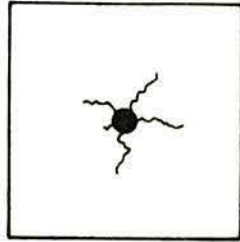


FIGURA 5.18. Fissuração observada nos CP com barras de ϕ 16.0 e 20.0 mm.

A ruptura dos CP sempre seguiu o mesmo modelo. No início dos escorregamentos os deflectômetros não acusavam deformações, a seguir, em um segundo estágio, a carga era aumentada e os escorregamentos ocorriam lentamente. Em um terceiro estágio, a carga continuava a ser aumentada na mesma taxa, mas os escorregamentos ocorriam mais rapidamente. E, finalmente, em um quarto estágio, o CP perdia parte de sua capacidade de suportar carga, esta caía a uma parcela de seu valor máximo ao mesmo tempo que os escorregamentos continuavam a crescer continuamente. Foi observado que o primeiro e segundo estágios correspondiam grosseiramente a uma fase elástica, pois, caso a carga fosse interrompida, os escorregamentos eram recuperados quase que totalmente. O terceiro estágio correspondia a uma fase plástica, já se verificando escorregamentos que não mais podiam ser recuperados. No quarto estágio, o concreto não mais podia oferecer suporte para as nervuras, e a resistência monopolizada era tão somente a resistência de atrito.

O modelo descrito no parágrafo anterior, e também a fissuração observada em todos os CP menos um, caracteriza o que na literatura é chamado de ruptura por arrancamento, que ocorre devido ao esmagamento do concreto imediatamente em contato com as nervuras da barra. Como também o CP que apresentou a fissuração longitudinal seguiu o mesmo modelo descrito, não apresentando uma ruptura especialmente mais brusca que os demais, admite-se que ele não tenha seguido uma típica ruptura de fendilhamento (que é súbita), mas uma transição

entre os dois modos de ruptura - arrancamento e fendilhamento. O fato da fissura não apresentar abertura significativa (não ter se desenvolvido) também justifica o comentário.

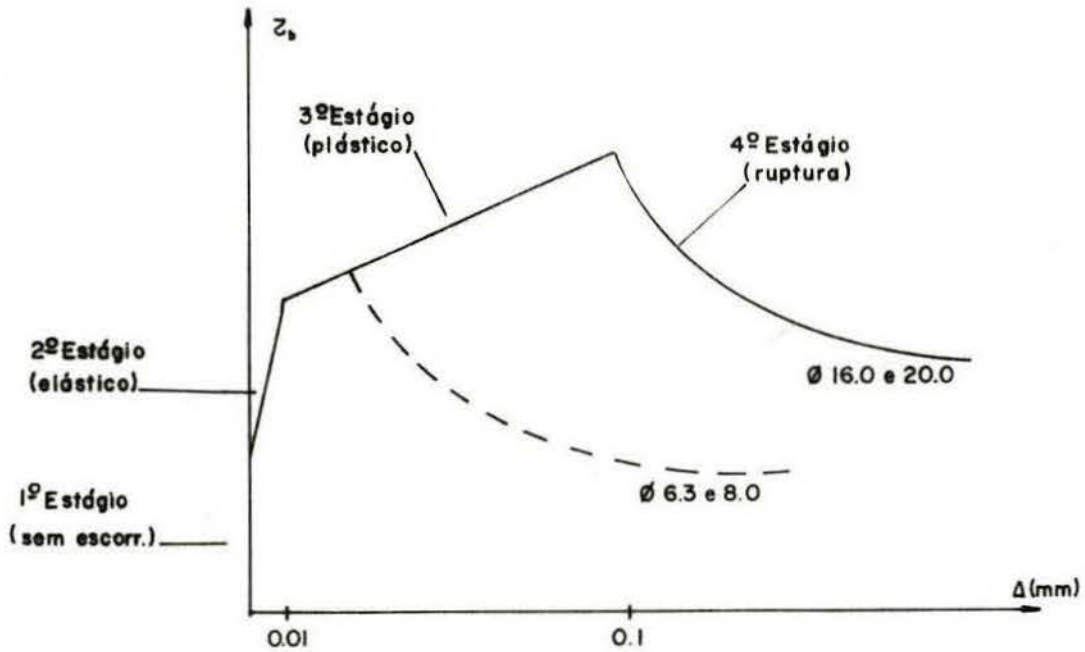


FIGURA 5.19. Curva característica em forma esquemática.

Para as barras finas, o terceiro estágio não foi muito evidente. Se comparadas com os diâmetros 16.0 e 20.0 mm, as barras finas apresentaram ruptura muito mais brusca (a menores valores de escorregamento) e queda de carga mais acentuada.

5.7. Resultados dos ensaios

Na tabela 5.4 podem ser vistos os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento. Nela estão assinalados os valores de tensão de aderência correspondentes a certos escorregamentos mais importantes, a tensão média de aderência (que é definida como a média das tensões de aderência correspondentes aos escorregamentos de 0.01, 0.1 e 1.0 mm) e também a tensão última de aderência. Além disso os deslocamentos de ruptura também estão assinalados, embora este fosse um dado bastante difícil de determinar, uma vez que a passagem do ter

ceiro para o quarto estágio (que correspondia à ruptura) muitas vezes ocorria de forma gradual, não estando bem definida.

Foram acrescentadas as médias e os coeficientes de variação correspondentes a cada grupo de três corpos de prova do mesmo tipo. Como pode ser observado, o coeficiente de variação é, algumas vezes, bastante elevado, mas como muitos autores afirmam, isto é característico deste tipo de ensaio.

Na sequência (figura 5.20 e 5.21) são apresentados gráficos que pretendem isolar cada uma das variáveis estudadas, permitindo, desta forma, uma análise mais clara e objetiva dos resultados.

Finalmente, as curvas características (tensão de aderência x escorregamento), obtidas para todos os CP, são mostradas no anexo I.

5.8. Análise dos resultados

5.8.1. Diâmetro da barra

Nesta primeira etapa de ensaios, desejava-se, além de avaliar o comportamento de aderência apresentado por CP confeccionados com nossos materiais, introduzir em nosso laboratório a técnica e os procedimentos comuns em ensaios de aderência. Não era esperado que ao variar-se o diâmetro da barra ocorressem alterações significativas nos resultados, uma vez que está bem documentado na literatura a pequena influência que este fator exerce sobre a aderência (ROBINSON, 1963⁶⁰, ROBERTS, 1973⁵⁹, LEONHARDT, 1977³⁸, MARTIN e NOAKOWSKI, 1981⁴⁴, etc.).

Assim, quando os resultados foram computados e diferenças constatadas, procedeu-se uma reavaliação de todo o processo de ensaio e das grandezas supostas invariantes em busca de qualquer alteração que pudesse justificar estas diferenças. Esta reavaliação serviu a dois propósitos: (1) dar confiança aos resultados, pois com respeito a procedimentos de ensaio o rigorismo não poderia ser maior (todas as concre

TABELA 5.4. Resultados gerais da 1ª etapa de ensaios.

	1506 L		1506		1508		1516		1520		2216		3016	
	Result. Ensaio	Média (CV)	Result. Ensaio	Média (CV)	Result. Ensaio	Média (CV)	Result. Ensaio	Média (CV)	Result. Ensaio	Média (CV)	Result. Ensaio	Média (CV)	Result. Ensaio	Média (CV)
$\tau_{b0.01}$	5.2		5.3		6.3		5.6		4.3		5.1		3.8	
	5.4	4.4	4.3	5.1	5.5	5.5	4.6	5.0	3.4	4.2	4.8	4.5	4.1	4.3
	2.5	(37)	5.7	(14)	4.7	(14)	4.9	(10)	4.8	(17)	3.6	(18)	5.0	(14)
$\tau_{b0.1}$	=	=	6.0		7.0		8.4		6.7		8.8		7.5	
			4.6	5.7	5.9	6.1	7.3	7.6	4.8	5.7	8.4	7.7	7.4	7.7
			6.4	(18)	5.3	(14)	7.2	(9)	5.5	(17)	5.8	(21)	8.2	(6)
$\tau_{b1.0}$	=	=	6.3		7.8		11.7		9.5		12.3		14.4	
			5.1	5.9	6.7	6.6	9.8	10.5	7.3	8.3	12.4	11.0	13.7	13.1
			6.4	(12)	5.3	(19)	9.9	(10)	8.0	(14)	8.4	(21)	11.3	(12)
τ_{bm}	=	=	5.9		7.0		8.6		6.9		8.7		8.6	
			4.7	5.6	6.0	6.0	7.2	7.7	5.2	6.1	8.5	7.7	8.4	8.4
			6.2	(14)	5.1	(16)	7.4	(10)	6.1	(14)	5.9	(20)	8.2	(2)
τ_{brup}	5.2		6.3		7.8		11.7		9.6		12.5		14.4	
	5.4	4.4	5.1	5.9	6.7	6.6	9.8	10.5	8.6	9.0	12.9	11.4	14.3	13.3
	2.5	(37)	6.4	(12)	5.3	(19)	9.9	(10)	8.9	(6)	9.3	(16)	11.3	(13)
Δ_{rup}	0.02		0.3		0.5		0.8		1.5		0.9		1.0	
	0.01	0.01	0.2	0.2	0.7	0.4	1.0	0.9	1.5	1.7	1.5	1.3	1.2	1.0
	0.01		0.02		0.03		1.0		2.0		1.5		0.9	

- Notas:
1. $\tau_{b0.01}$ é a tensão de aderência correspondente a um escorregamento de 0.01 mm
 2. τ_b em N/mm^2 . Δ em mm. CV é o coeficiente de variação em %.
 3. Nos ensaios em que a resistência à compressão pretendida para o concreto era de $15 N/mm^2$ obteve-se na média uma resistência à compressão de $17.2 N/mm^2$.
Quando o pretendido era $22 N/mm^2$ obteve-se $23.6 N/mm^2$.
Quando o pretendido era $30 N/mm^2$ obteve-se $27.8 N/mm^2$.

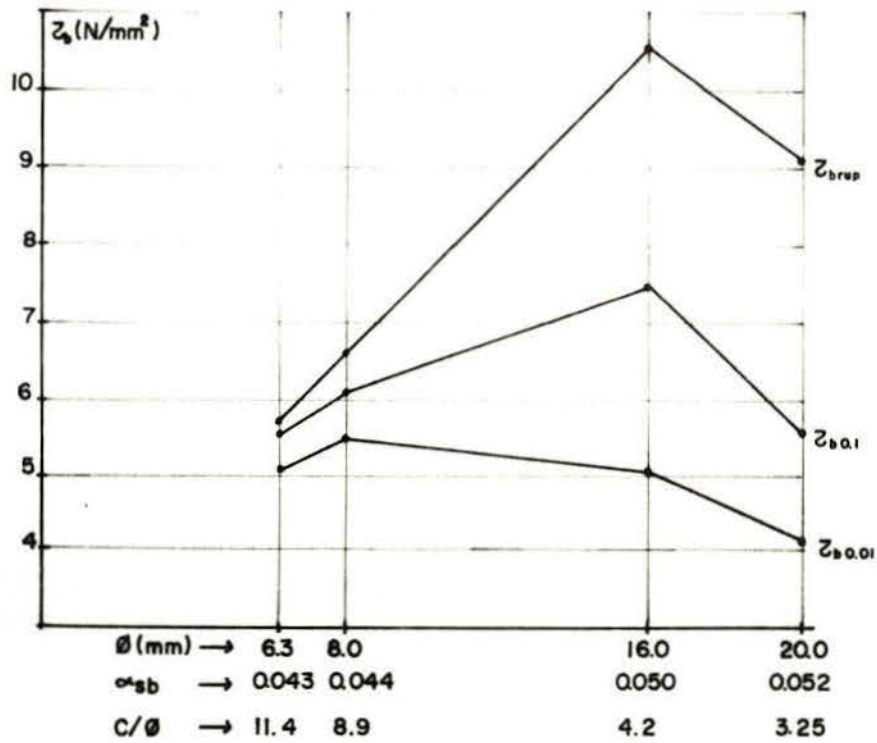


FIGURA 5.20: Influência do diâmetro da barra sobre o comportamento da aderência $\bar{f}_c=17.5$; $l_b=5\emptyset$

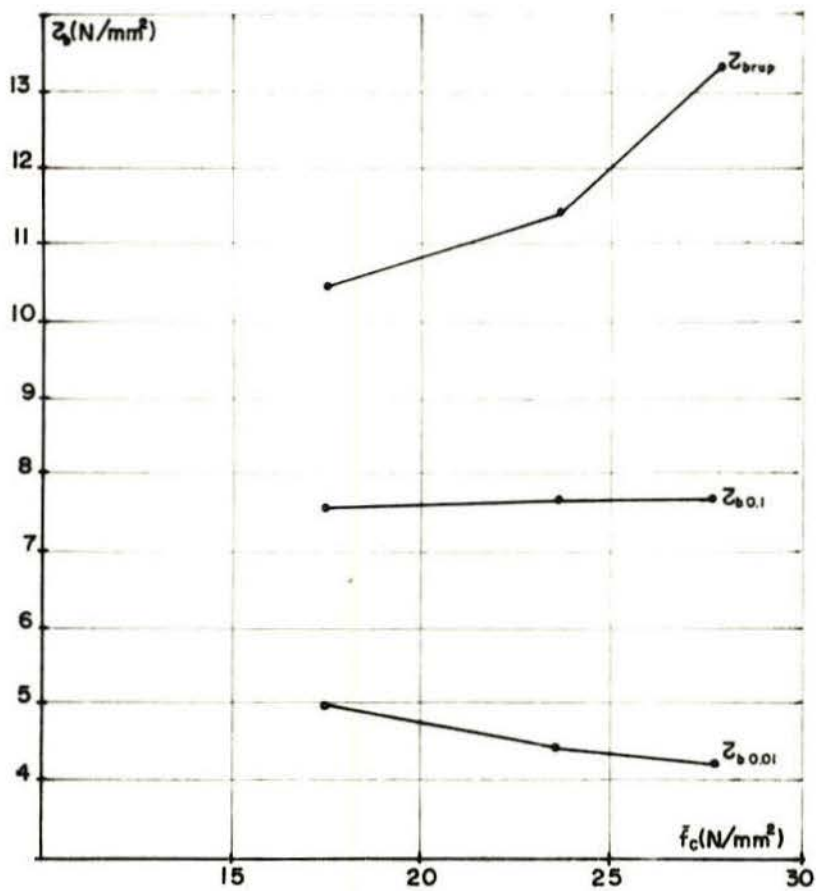


FIGURA 5.21: Influência da qualidade do concreto sobre o comportamento da aderência $l_b=5\emptyset$, $\alpha_{sb}=0.050$, $\emptyset=16.0$

tagens seguiram exatamente o mesmo padrão, todos os CP foram moldados, armazenados e desmoldados da mesma maneira e todos os ensaios foram completados conforme as regras pré-estabelecidas de forma a não introduzir nenhuma outra variável no programa) e (2) acusar que, com efeito, a área relativa de nervuras das diversas barras não era exatamente a mesma.

Como a área relativa de nervuras tem influência significativa sobre os resultados de ensaios de aderência, as diferenças encontradas podem agora ser explicadas.

Analisando inicialmente apenas os diâmetros 6.3, 8.0 e 16.0 mm pode ser visto que para pequenos escorregamentos as tensões desenvolvidas foram praticamente as mesmas (ver figura 5.20). Para escorregamentos de 0.1 mm (que grosseiramente corresponde a um "escorregamento de serviço") o diâmetro 16.0 mm, que tem maior área relativa de nervuras, já inicia a apresentar tensões de aderência superiores, e para os escorregamentos de ruptura a tensão de aderência desenvolvida é nitidamente maior para a barra de 16.0 mm.

Conforme já foi explicado, os diâmetros menores de barras nervuradas podem passar por um processo de retificação após a laminação. Este processo diminui a altura das nervuras (alisa as nervuras) e conseqüentemente diminui o suporte que estas podem oferecer. Este detalhe, que foi verificado nas bitolas 6.3 e 8.0 mm ensaiadas, mostrou ser bastante prejudicial para a aderência, pois estas barras, além de apresentar uma tensão última de aderência inferior, atingiram a ruptura a deslocamentos muito menores que aqueles que foram atingidos pelas barras de diâmetro 16.0 e 20.0 mm, as quais possuem maior área relativa de nervuras.

Se comparada com o padrão apresentado pelas barras de 16.0 e 20.0 mm, a ruptura destas barras nervuradas finas foi muito mais brusca, situando-se, de certo modo, numa posição intermediária entre barras lisas e barras com adequada corrugação. O ensaio com as barras de diâmetro 6.0 mm, sem nervuras, tinha o objetivo exatamente de servir de ponto de comparação, e, com efeito, esta barra mostrou uma ruptura

ainda mais brusca e há escorregamentos ainda menores que aqueles correspondentes as barras nervuradas de diâmetro 6.3 e 8.0 mm. O resultado dos ensaios destas barras sem nervuras está apresentado no quadro geral, mas não aparece nos gráficos porque o objetivo deste estudo eram barras nervuradas.

Para o diâmetro de 20.0 mm, considerações especiais se fazem necessárias. Como sua área relativa de nervuras era levemente superior àquela medida para o diâmetro 16.0 mm, era de se esperar que ele desenvolvesse tensões de aderência superiores ou pelo menos iguais àquelas apresentadas pelo diâmetro 16.0 mm, mas, ao contrário, o que se verificou foi sempre um comportamento inferior.

A fissuração observada em um dos CP com barra de diâmetro 20.0 mm permite intuir que, para este tamanho e resistência de CP e bitola de barra, o modo de ruptura seria uma transição entre arrancamento e fendilhamento (como a seção transversal do CP era constante, a barra de diâmetro 20.0 mm era a que tinha o menor recobrimento relativo). Desta forma, não é mais possível uma comparação direta dos resultados apresentados por este diâmetro de barra e os demais, mas está explicada a queda verificada em seu comportamento de aderência. Ensaio adicionais estão programados para confirmar estas observações.

Neste momento, uma análise do perfil das barras ensaiadas parece indicada. As principais características geométricas das nervuras, que conferem à barra qualidades de aderência e maleabilidade são: altura, espaçamento, inclinação com o eixo da barra e inclinação de sua face com a superfície da barra. Além disso a área relativa de nervuras, como já tem sido dito tantas vezes, é o fator geométrico primordial e engloba muitas das características isoladas.

Os valores usuais adotados na Europa e América do Norte para altura e espaçamento de nervuras se situam respectivamente entre 0.08 e 0.10ϕ e 0.6 e 1.0ϕ . Como pode ser observado na tabela 5.2, as barras ensaiadas de diâmetros 16.0 e 20.0 mm apresentam nervuras mais baixas e mais próximas que

estes valores usuais. Neste aspecto elas seguem as recomendações do CEB, 1982¹⁴, que refletem as tendências mais modernas e se baseiam em ensaios (citados no item 3.5) os quais mostraram que, ao se diminuir altura e espaçamento de nervuras, as qualidades de aderência não se alteram, mas a tendência ao fendilhamento diminui e a maleabilidade da barra aumenta, o que é vantajoso.

Também com respeito à inclinação das nervuras com o eixo da barra, o ângulo medido para as barras ensaiadas ($57,5^{\circ}$) está de acordo com as recomendações do CEB, 1982¹⁴ que indica que este ângulo deveria situar-se entre 55 e 65° . Inclinações das nervuras com o eixo da barra entre 45 e 90° praticamente não influenciam na aderência (REHM, 1966⁵⁶ e SORETZ e HOLZENBEIN, 1979⁶⁵) e menores inclinações conferem à barra maior maleabilidade e menor tendência de fendilhar o concreto envolvente.

Apenas no aspecto de inclinação das faces das nervuras com a superfície das barras é que estas barras de diâmetro 16.0 e 20.0 mm não apresentam um desenho ótimo, pois possuem as nervuras com faces perpendiculares. Tem sido observado que alguma inclinação (superior a 90°) influi muito pouco sobre a aderência, mas melhora consideravelmente a maleabilidade das barras.

Por último, a área relativa de nervuras para os diâmetros 16.0 e 20.0 mm vale respectivamente 0.050 e 0.052. Conforme o CEB, 1982¹⁴, estes valores deveriam situar-se entre 0.050 e 0.080 para assegurar à barra suficiente aderência, sem que as forças de fendilhamento cresçam demasiadamente. Embora os valores medidos se encontrem dentro do intervalo recomendado, talvez um pequeno aumento na área relativa de nervuras fosse indicado. Isto viria a favor da segurança, trazendo uma folga maior para defeitos que pudessem surgir no processo de laminação das barras. Neste caso, a maneira mais indicada de aumentar a área relativa de nervuras, na opinião do autor, seria diminuindo o espaçamento entre nervuras, sem alterar sua altura. Deste modo, as características de maleabilidade da barra seriam mantidas, e as forças de fendilhamento

não aumentariam demasiadamente.

Para os diâmetros ensaiados de 6.3 e 8.0 mm, a situação é um pouco diferente. Embora estes diâmetros possuam adequado espaçamento e inclinação de nervuras o processo de retificação, imposto a estas bitolas antes de entregá-las ao mercado, diminui a altura das nervuras e faz com que a área relativa de nervuras não mais se enquadre dentro daqueles valores recomendados pelo CEB. O resultado dos ensaios mostrou um comportamento bastante inferior destas barras se comparadas com os diâmetros 16.0 e 20.0 mm. Na opinião do autor este aspecto deveria ser corrigido, ou mudando o processo de retificação, ou, caso isto não seja possível, projetando nervuras maiores para estas barras, que, mesmo após o processo de retificação, ainda apresentem alturas compatíveis.

Cabe ainda observar que a aceitação ou não de barras ou fios para concreto armado é controlada em nosso país pela NBR-7480⁷. Esta norma não se refere à área relativa de nervuras, mas faz restrições com respeito à altura, espaçamento e inclinação das nervuras. Confrontando-se os dados geométricos medidos sobre a remessa particular de barras ensaiadas com as especificações da NBR-7480, observou-se que os diâmetros 16.0 e 20.0 mm satisfaziam com folga todas as exigências. O diâmetro 8.0 mm também se enquadrava nas especificações, mas sua altura média de nervuras (*) era exatamente igual ao mínimo especificado ($0,04\phi$). E, por último, o diâmetro 6.3 mm, embora satisfazendo a todas as demais exigências, não possuía a altura média de nervuras requerida.

(*) Altura média de nervuras é calculada através de medidas obtidas da seguinte maneira: são escolhidas 10 nervuras de cada lado da barra e em cada nervura são executadas 3 medidas, sendo uma no meio e uma em cada quarto do comprimento da nervura.

5.8.2. Resistência do concreto

É fato conhecido que a qualidade do concreto (avaliada aqui por sua resistência à compressão) exerce nítida influência sobre a resistência última de aderência. Como pode ser visto na figura 5.21, os ensaios aqui relatados confirmam este fato, pois a tensão última de aderência (τ_{brup}) foi maior para concretos de maior resistência à compressão.

A figura 5.21 também indica que, para pequenos escorregamentos (0.01 mm) ou para escorregamentos de 0.1 mm (que grosseiramente corresponde a um "escorregamento de serviço"), praticamente não houve diferenças nas tensões de aderência desenvolvidas pelos CP com diferentes qualidades de concreto. O mesmo comportamento foi observado em ensaios feitos por MIRZA e HOUDE, 1979⁴⁸, mas este é um aspecto debatido na literatura. MARTIN e NOAKOWSKI, 1981⁴⁴ observaram em seus ensaios que, embora a influência da qualidade do concreto fosse mais pronunciada sobre a tensão de ruptura, ela também se fazia sentir sobre as tensões correspondentes a pequenos ou médios escorregamentos. E vários outros autores fazem comentários análogos a este último.

Tendo em vista o modesto grupo de CP ensaiados nesta primeira etapa, não se pode esperar uma resposta definitiva para esta questão, mas o autor espera que os ensaios aqui relatados venham a somar-se ao universo já existente e contribuir na busca das respostas definitivas. Talvez neste aspecto, ambos os comportamentos se verifiquem, dependendo do tipo e dimensões do CP ensaiado, do modo de ruptura verificado, ou mesmo do intervalo de resistência de concreto estudado. Contudo, para dar conteúdo a esta afirmativa, um extenso estudo dos ensaios já realizados, e que dizem respeito a este assunto, seria necessário.

Ainda digno de nota é o fato de que os valores de tensão de aderência obtidos coincidem com os que seriam esperados para este tipo de ensaio, com barras desta área relativa de nervuras e para estas resistências de concreto escolhidas. Isto serve para dar confiança aos procedimentos e méto-

do de ensaio e também para classificar o comportamento de nossos materiais como absolutamente normal no que diz respeito à aderência.

5.9. Conclusões da 1ª etapa de ensaios

1. As barras de diâmetro 6,3 e 8.0 mm ensaiadas mostraram um comportamento de aderência inferior. Sua ruptura era mais brusca e ocorria a menores escorregamentos e menores tensões de aderência que aqueles suportados pelas barras de diâmetro 16.0 e 20.0 mm, as quais possuíam adequada corrugação.

2. A área relativa de nervuras mostrou ser um excelente parâmetro indicador da qualidade de aderência das barras.

3. Nestes ensaios de arrancamento, a transição entre ruptura por arrancamento e ruptura por fendilhamento parece ter sido alcançada para os CP com barras de diâmetro 20.0 mm, os quais apresentavam um recobrimento de concreto em torno da barra de 3.25 vezes o seu diâmetro.

4. Aumentando-se a resistência à compressão do concreto, a tensão última de aderência também aumentava (fato que está bem documentado na literatura), mas não se verificou alterações sensíveis nas tensões correspondentes a pequenos ou médios deslocamentos (fato que é debatido na literatura).

5. Os valores de escorregamentos e tensões de aderência obtidos são os esperados para este tipo de ensaio, de forma que nenhuma anormalidade foi observada no comportamento de nossos materiais com respeito a aderência.

6. PROGRAMA EXPERIMENTAL - 2^a ETAPA

A segunda etapa de ensaios compreendeu testes realizados com CP do tipo "de extremo de viga". Como será realizado mais adiante, o modo de aplicação de carga impõe a este tipo de CP não apenas tensões de aderência, mas também consideráveis esforços de cisalhamento. Da mesma maneira que na etapa anterior, na confecção dos CP utilizaram-se materiais típicos de nosso Estado. Um total de 33 CP foram ensaiados, e o objetivo era determinar a influência que recobrimento, percentagem de estribos e qualidade de concreto podiam exercer sobre o comportamento de aderência de barras nervuradas.

6.1. Propriedades dos materiais

6.1.1. Concreto

Na confecção do concreto foram empregados o mesmo tipo de cimento, brita e areia da etapa anterior. Um total de 11 concretagens foram realizadas e dois traços de concreto (traço 1 e traço 3 especificados no item 5.1.1) foram utilizados para obter as resistências de 15 e 30 N/mm². A tabela a seguir apresenta os dados particulares a cada concretagem.

6.1.2. Barras de aço

A armadura longitudinal era sempre constituída por barras nervuradas de diâmetro 16.0 mm, provenientes do mesmo lote que foi utilizado na primeira etapa de ensaios. Todos os CP possuíam uma armadura secundária feita com arames para concreto armado de diâmetro 5.0 mm, e um certo número de CP foi reforçado com estribos. Os estribos podiam ser de arames para concreto armado de diâmetro 3.4, 4.2, 5.0 e 6.0 mm ou de barras nervuradas de diâmetro 6.3 mm.

TABELA 6.1. Dados particulares às concretagens da 2ª etapa de ensaios.

Concret. Número	Traço	Slump (mm)	Resist. à compres.		Resistência à tração	
			Média	CV	Média	CV
6	1	65	18.7	2.3	2.43	1.7
7	1	70	19.4	3.3	2.46	0.0
8	1	25	18.5	3.5	2.46	1.6
9	1	85	17.3	5.3	2.66	0.0
10	1	110	16.6	0.4	2.35	5.1
11	1	100	16.5	-	-	-
12	1	80	15.9	0.5	2.49	6.4
13	3	95	28.0	1.7	3.42	0.0
14	3	90	28.4	9.0	3.20	3.8
15	3	85	30.8	8.0	3.38	8.9
16	3	90	31.0	6.2	3.61	5.8

Obs.: Os resultados de resistência à compressão se referem à média de 2 CP cilíndricos 150x300 mm ensaiados aos 28 dias.

Os resultados de resistência à tração se referem à média de 2 CP cilíndricos 150x300 mm ensaiados aos 28 dias (ensaio de compressão diametral).

Resistências médias em N/mm^2 . CV é o coeficiente de variação em %.

Peso específico médio do concreto: 22.7 KN/m^3 .

As características geométricas das barras nervuradas (6.3 e 16.0 mm) estão apresentadas na tabela 5.2 (item 5.1.2) e, como já foi dito, estas barras eram de aço CA-50 A, que possuía tensão de escoamento de 500 N/mm^2 e módulo de deformação longitudinal 210000 N/mm^2 (dados do fabricante). Os arames para concreto armado (sem nervuras, com mossas apenas) eram de aço CA-60 B, que apresenta tensão de escoamento de

600 N/mm² e módulo de deformação longitudinal de 210000 N/mm² (também dados do fabricante).



FIGURA 6.1. Detalhe das nervuras da barra de diâmetro 16.0 mm.

6.2. Confecção dos corpos de prova

6.2.1. Dimensões

Os CP foram moldados em formas de madeira como a que aparece na figura 6.4. O comprimento de ancoragem foi limitado, com o auxílio de tubos plásticos, em 10ϕ , o que significa 160 mm para a bitola de barra ensaiada. Na zona de ancoragem, a seção transversal do CP era 150x300 mm (retangular) e o comprimento máximo do CP era 450 mm. As barras, simulando a armadura longitudinal de vigas simplesmente apoiadas, eram posicionadas no fundo das formas e tinham suas extremidades projetadas para fora das faces do CP.

Escolheu-se 16.0 mm para diâmetro da armadura principal porque esta é uma bitola intermediária e, com efeito, talvez seja aquela que com mais frequência seja adotada em en-

saio de aderência. Além disso ela era compatível com o equipamento existente no laboratório. O comprimento de ancoragem foi limitado em 10ϕ para que a ruptura ocorresse por falha de aderência, e nunca por escoamento da barra. As dimensões da seção transversal foram projetadas para estarem em harmonia com o diâmetro de barra ensaiado.

Quando estribos eram previstos, eles foram sempre posicionados da mesma forma. O espaçamento entre estribos era de 80 mm, de modo que dois deles envolviam as barras da armadura principal na zona de ancoragem. Seu desenho, conforme pode ser visto na figura 6.2, corresponde ao daqueles conhecidos na literatura como "estribos fechados". Na figura 6.2 e 6.3 aparece o desenho da armadura secundária, cujo objetivo era o de reforçar a zona do CP próxima à face que recebia carga.

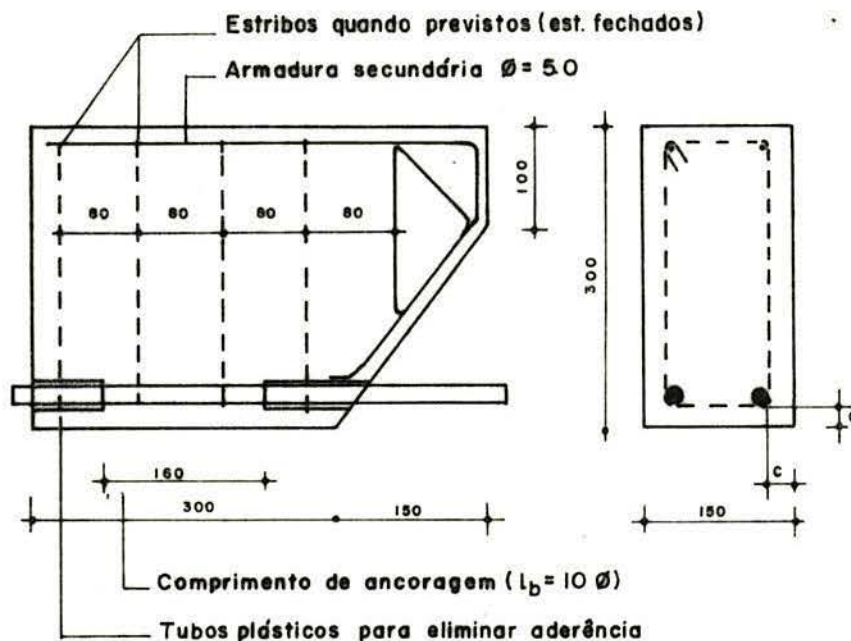


FIGURA 6.2. Dimensões e armadura dos CP "de extremo de viga".

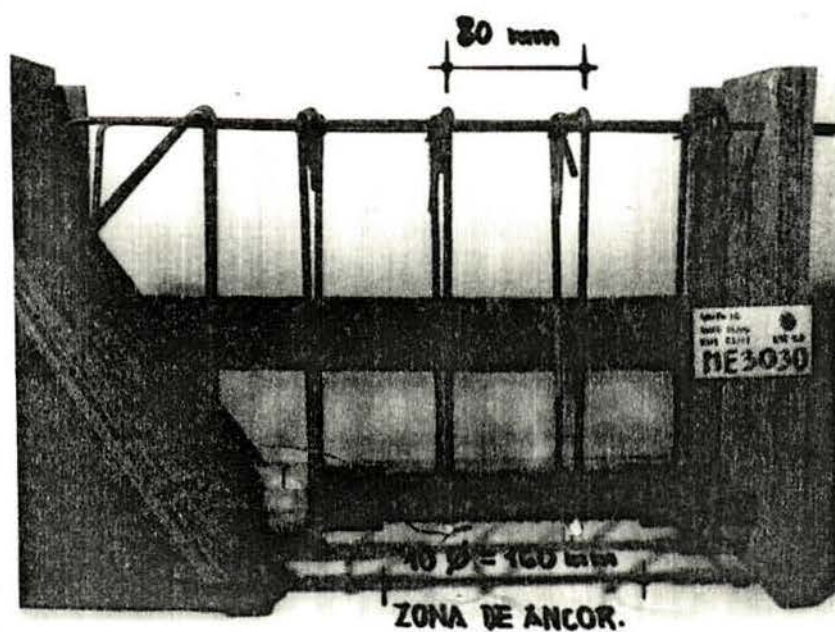


FIGURA 6.3. Detalhe do comprimento de ancoragem, estribos e armadura secundária (forma em fase de montagem).

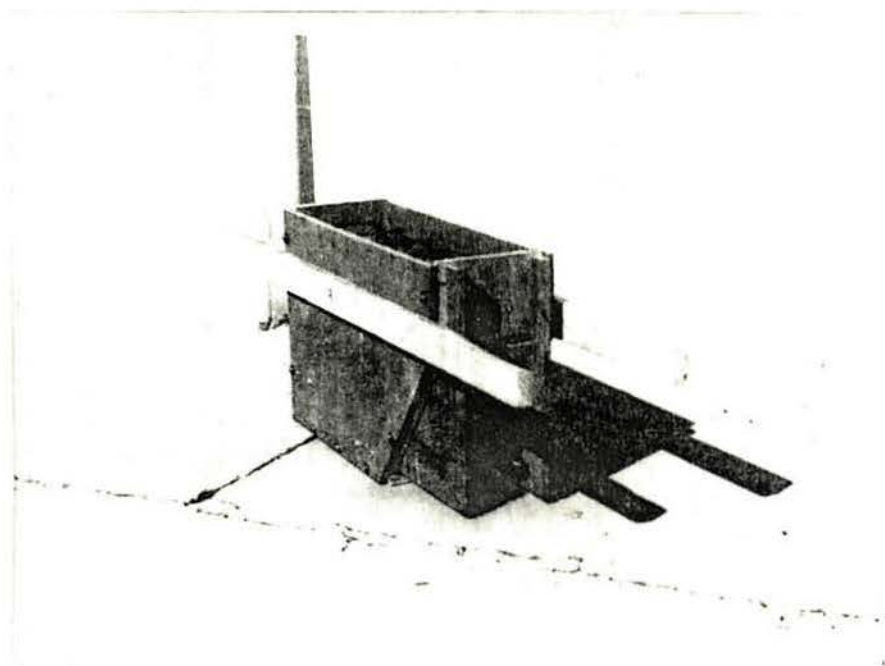


FIGURA 6.4. Forma montada.

6.2.2. Mistura do concreto

Na confecção do concreto para os CP desta etapa de ensaio, utilizou-se uma betoneira de eixo inclinado e volume máximo de concretagem igual a 90 litros. A betoneira era limpa e seca antes de cada concretagem, e o procedimento de colocação e mistura dos materiais na betoneira foi o seguinte:

1. Colocar brita e 1/2 água.
2. Ligar a betoneira por 30s.
3. Desligar a betoneira e colocar cimento e areia.
4. Ligar a betoneira e adicionar lentamente o restante da água.
5. Manter a betoneira ligada por mais 150s. após a colocação da água.
6. Desligar a betoneira e fazer o "slump test".
7. Ligar a betoneira por mais 30s.
8. Desligar a betoneira e moldar os CP.

6.2.3. Direção de concretagem e adensamento

O concreto era colocado nas formas manualmente. A direção de concretagem correspondia àquela que na literatura é conhecida como barras concretadas deitadas ou na horizontal, pois o concreto era colocado nas formas em direção perpendicular às barras da armadura principal. Estas barras estavam no fundo da forma.

O adensamento dos CP era feito em duas camadas, conforme o seguinte procedimento:

- 1^a camada - (metade da altura do CP) vibrador elétrico colocado em três posições diferentes, 5s. de adensamento em cada posição mais 10 golpes com martelo de borracha.
- 2^a camada - (completando a altura do CP) mesmo adensamento anterior.

Acabamento - A face superior do CP era regularizada com auxílio de uma colher de pedreiro.

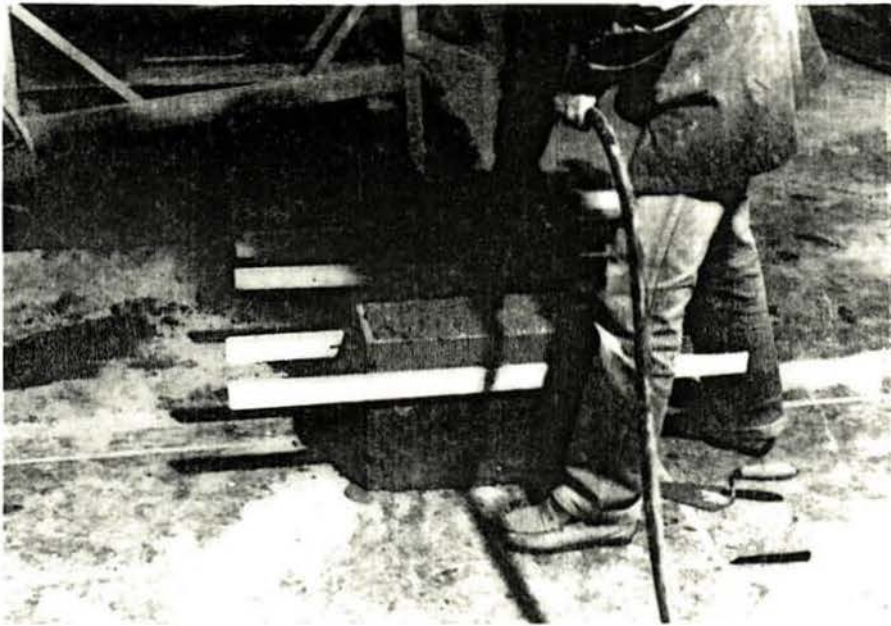


FIGURA 6.5. Adensamento dos CP com vibrador elétrico.

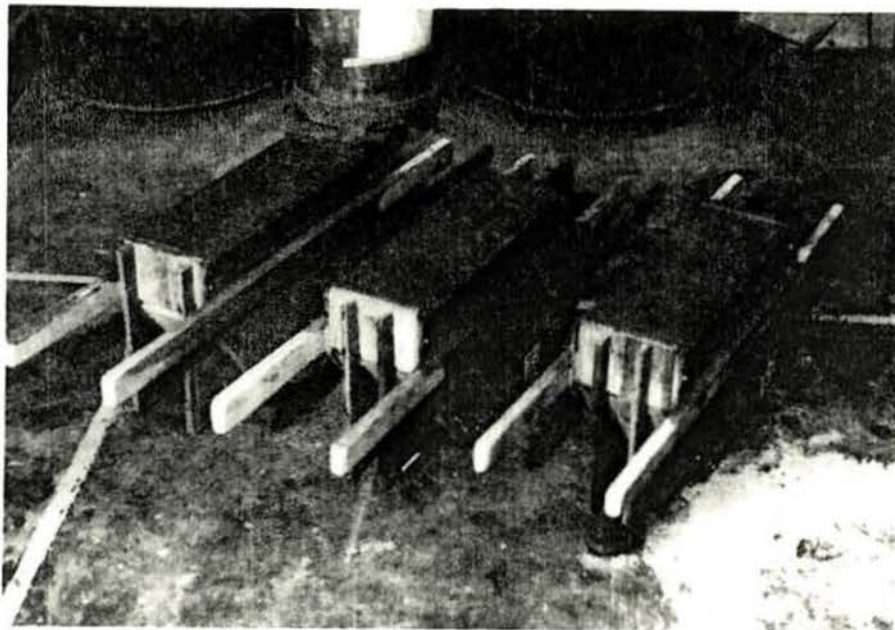


FIGURA 6.6. Aspecto dos CP após o adensamento (concreto ainda fresco).

Também nesta etapa, o objetivo do adensamento era de conseguir uma "boa concretagem", fato que, com efeito, pôde ser confirmado posteriormente. A moldagem dos CP cilíndricos, destinados ao controle da qualidade do concreto, seguiu as especificações da NBR-5739.

6.2.4. Armazenamento dos CP e idade de carga

Para que a perda d'água e a retração se processassem da maneira mais lenta possível e não surgissem fissuras prematuras no concreto, os cuidados de desforma e armazenamento foram exatamente os mesmos observados na etapa anterior, e cuja eficiência pôde ser comprovada (ver item 5.2.4 para maiores detalhes). Os CP permaneciam umidecidos até dois dias antes do ensaio, quando então eram expostos ao ambiente para que secassem. O ensaio era sempre realizado quando os CP atingiam a idade de 28 dias.

6.3. Variáveis

Nesta etapa de ensaios as variáveis foram o recobrimento, a percentagem de estribos e a qualidade do concreto. A idéia era determinar de que modo estes três fatores podiam contribuir para oferecer melhores condições de confinamento às barras da armadura principal e como eles influenciavam a fissuração e o modo de ruptura dos CP.

O recobrimento podia ser de 15, 30 ou 45 mm. Nos dois primeiros casos (15 e 30 mm) os valores correspondem tanto a recobrimento lateral como a recobrimento inferior, e a armadura principal era composta de duas barras. Para o CP cujo recobrimento era de 45 mm, se fossem utilizadas duas barras dispostas lado a lado, o espaçamento entre elas seria muito reduzido, tornando-se a dimensão crítica. Está muito bem documentado na literatura (ORANGUN, JIRSA e BREEN, 1977⁵², KEMP e WILHELM, 1979³⁶, TEPFERS, 1979⁶⁸, etc.) que a ruptura por fendilhamento é controlada pela menor das dimensões entre recobrimento lateral, recobrimento inferior e 1/2 espaça-

mento entre as barras. Assim, para fugir desta situação, optou-se pelo projeto de uma seção transversal com uma única barra. Neste caso seu recobrimento inferior media 45 mm, mas o recobrimento lateral não era mais o mesmo (media 67 mm). Supunha-se que esta escolha traria menores alterações ao comportamento deste CP com relação aos demais do que a outra solução que seria mudar a seção transversal do CP. Mais adiante serão feitos comentários adicionais sobre este aspecto.

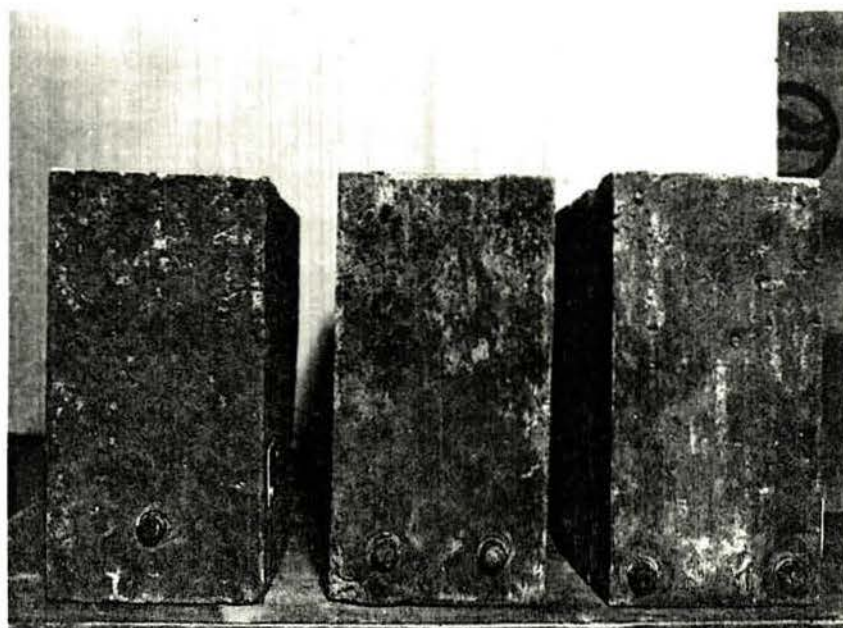


FIGURA 6.7. CP com recobrimentos 15, 30 e 45 mm.

A percentagem de estribos foi classificada como Fraca, Média ou Forte. A disposição dos estribos, ou seja, seu número e espaçamento, era sempre a mesma. O que mudava era a bitola dos estribos. Um correto dimensionamento da armadura transversal, calculada para suportar às cargas médias que seriam esperadas, indicava que, para a disposição determinada, os estribos deveriam possuir diâmetro 5.0 mm. Este valor foi o que se classificou como percentagem Média dos estribos. Quando o CP era armado com estribos de diâmetro 3.4 ou 4.2 mm, tínhamos uma percentagem Fraca, e estribos de diâme-

tro 6.0 ou 6.3 mm correspondiam a uma percentagem Forte. Também foram ensaiados corpos de prova sem nenhuma armadura transversal (sem estribos).

Duas qualidades de concreto foram empregadas. A qualidade inferior (resistência à compressão prevista de 15 N/mm^2) corresponde a um traço de concreto comumente empregado na construção civil em nosso Estado. Sua resistência à compressão média, determinada no final de todos os ensaios, foi de 17.5 N/mm^2 , e sua resistência à tração média foi de 2.47 N/mm^2 . O concreto de maior qualidade, que em nosso país não é tão frequente, apresentou valores de resistência típicos de concretos empregados na Europa e Estados Unidos. Sua resistência à compressão média foi de 29.5 N/mm^2 , e sua resistência à tração média foi de 3.40 N/mm^2 .

Analisando um número muito grande de ensaios envolvendo todo o intervalo prático de resistências, CARINO e LEW, 1982¹³ propõem a seguinte equação para relacionar a resistência à tração com a resistência à compressão do concreto:

$$f_t = 0.27 (f_c)^{0,71} \quad \text{unidades: N, mm} \quad (6.1)$$

Pode se observar que as resistências à tração obtidas nos ensaios aqui relatados foram um pouco superiores as previstas pela equação proposta.

A tabela a seguir apresenta um resumo das variáveis desta etapa de ensaios:

TABELA 6.2. Variáveis da 2ª etapa de ensaios.

Recobrimento	15, 30, 45
% de estribos	Sem estribos, Fraca ($\phi 3.4$ ou 4.2), Média ($\phi 5.0$), Forte ($\phi 6.0$ ou 6.3)
concreto	Traço 1: $\bar{F}_{c28}=17.5$ e $\bar{F}_{t28}=2.47$, Traço 3: $\bar{F}_{c28}=29.5$ e $\bar{F}_{t28}=3.40$

Unidades: N, mm

6.4. Código dos corpos de prova

Para fácil e imediata identificação dos CP, um código alfa-numérico, composto de um primeiro par de letras seguido por dois pares de números, foi estabelecido. O par de letras caracterizava a percentagem de estribos dos CP, e os seguintes pares de números caracterizavam respectivamente sua resistência à compressão prevista e seu recobrimento das barras da armadura transversal. Segue um exemplo:

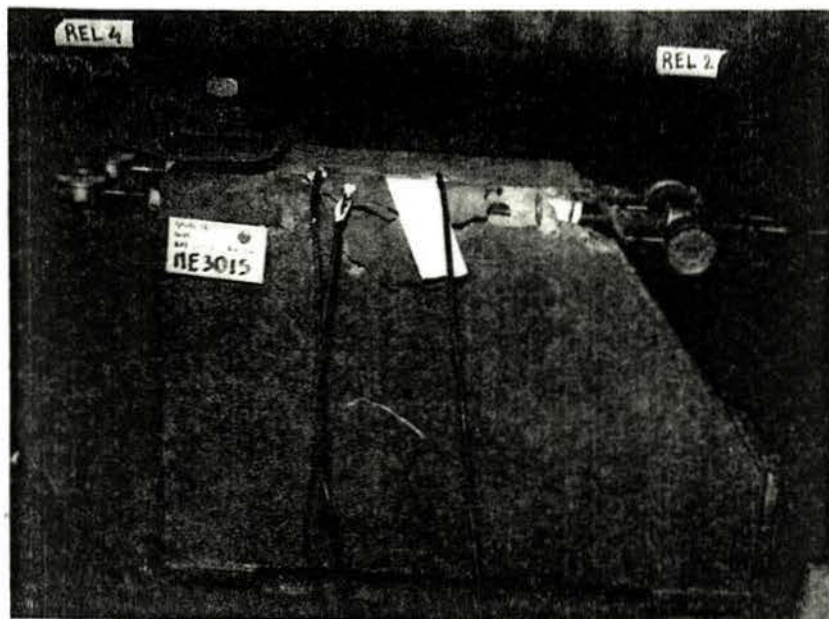
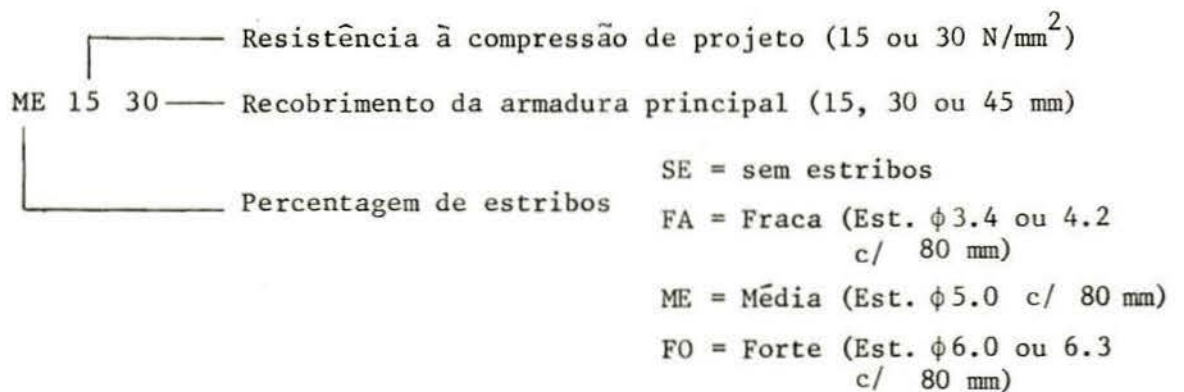


FIGURA 6.8. Uma placa de identificação acompanhava o CP desde sua confecção até a ruptura.

6.5. Ensaaios

6.5.1. Equipamento utilizado

As particularidades deste tipo de CP exigiram que se construísse um quadro de ensaio adequado a suas dimensões. Este foi projetado e executado dentro do próprio laboratório e, para o carregamento imposto, suas deformações eram mínimas e desprezíveis. Para a aplicação de carga empregou-se o mesmo conjunto (bomba manual de pressão (figura 5.13) e macaco hidráulico de pistão vazado) utilizado nos ensaios da etapa anterior.

Para leitura dos escorregamentos foram utilizados deflectômetros de precisão 0.01 mm e curso 5.0 mm. A célula de carga de 150 KN, mencionada no item 5.5.1, foi escolhida para indicar a tração exercida sobre a barra, pois esta era a ordem de grandeza do carregamento. A célula estava ligada ao mesmo leitor digital de deformações modelo BLH 1200, também mencionado no item 5.5.1.

O quadro de ensaio foi feito com perfis de aço de chapa dobrada e teve todos os seus nós reforçados de forma a criar uma estrutura bastante rígida. Internamente ele possuía, em sua parte inferior, uma base que simulava a zona de compressão de vigas simplesmente apoiada e uma placa que impunha ao CP os esforços de corte existentes em vigas. Em sua parte superior havia outra placa (móvel para permitir a colocação e retirada do CP) que simulava a reação de apoio. Externamente existiam suportes que mantinham em posição o macaco hidráulico e a célula de carga. Estes suportes eram reguláveis para que se adaptassem a qualquer recobrimento. Quando o CP possuía armadura principal com duas barras, um "perfil de transmissão" era utilizado, de forma que a carga exercida pelo macaco sobre uma barra de diâmetro 22.0 mm (cuja área corresponde aproximadamente à área de duas barras de diâmetro 16.0 mm) era transmitida igualmente às duas barras do CP.

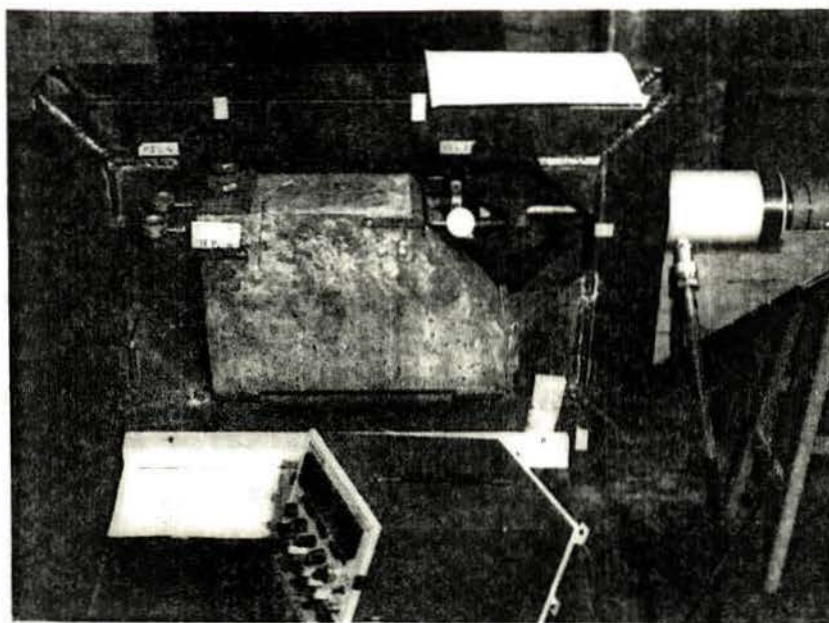


FIGURA 6.9. Conjunto dos equipamentos. Em primeiro plano aparece o leitor digital e, ao fundo, o quadro de ensaio com o CP e o perfil de transmissão em posição. Aparecem também o macaco hidráulico e célula de carga (direita).

Finalmente, "strain-gages" de comprimento de base 5.0 mm, "gage-factor" 2.10 e marca Kiowa foram usados na instrumentação de alguns CP, com objetivo de medir as deformações ocorridas nos estribos e no concreto que envolvia as barras da armadura principal.

6.5.2. Método de ensaio

A escolha de um macaco hidráulico vazado, de um desenho de célula de carga também vazado e as dimensões e detalhes do quadro de ensaios, permitiram que os testes fossem realizados com uma mínima preparação anterior ao ensaio. Geralmente 30 minutos eram suficientes para colocar o CP em posição de carga.

Inicialmente, os deflectômetros eram fixados no CP, e a seguir este era posicionado no quadro de ensaio. A disposição dos deflectômetros permitia que fossem lidos os deslocamentos tanto do extremo carregado quanto do extremo livre

das barras. Os deflectômetros posicionados no extremo carregado podiam nos indicar os escorregamentos da barra, bastando para isso que se diminuísse da leitura dos deslocamentos a parcela correspondente ao alongamento da barra através do trecho inicial sem aderência. Os deflectômetros posicionados no extremo livre da barra ofereciam uma excelente indicação da abertura de fissuras, pois, como a barra possuía um trecho final sem ancoragem, ela deslizava pelo interior do tubo plástico na medida que as fissuras se desenvolviam. Na verdade, para se obter o valor exato da abertura das fissuras, dever-se-ia diminuir da leitura destes deflectômetros a parcela correspondente aos escorregamentos do extremo livre da barra, mas, para um comprimento mergulhado de 10 diâmetros, estes valores são desprezíveis até muito próximo da ruptura (mesmo os escorregamentos do extremo carregado são pequenos se comparados à abertura de fissuras).

Como pode ser visto na figura 6.9, o CP era posicionado invertido no quadro de ensaios, ou seja, a armadura principal ficava para cima, a zona de compressão, para baixo, a reação de apoio, em cima, etc. Ele era posicionado de forma que sua zona de compressão ficava em contato com a base correspondente, e então a placa superior móvel, que simulava a reação de apoio, era firmada, com alguma pressão, de encontro ao CP. Todas as placas que exerciam carga (reação) sobre o CP foram revestidas com chapas de couro de espessura 3.0 mm.

Estando o CP na posição, o ensaio propriamente dito era iniciado. O macaco hidráulico era acionado, tracionando as barras da armadura principal. O CP reagia contra a base que simulava a zona de compressão e, devido à excentricidade entre estas duas forças, um momento se estabelecia. Para equilibrá-lo, a placa superior (que simulava a reação de apoio em vigas) e a placa inferior (que simulava o esforço de corte que deve ser suportado pelas vigas) entravam em ação. Desta forma, além da armadura principal ser solicitada no que diz respeito à ancoragem, o CP era solicitado por importantes esforços de cisalhamento.

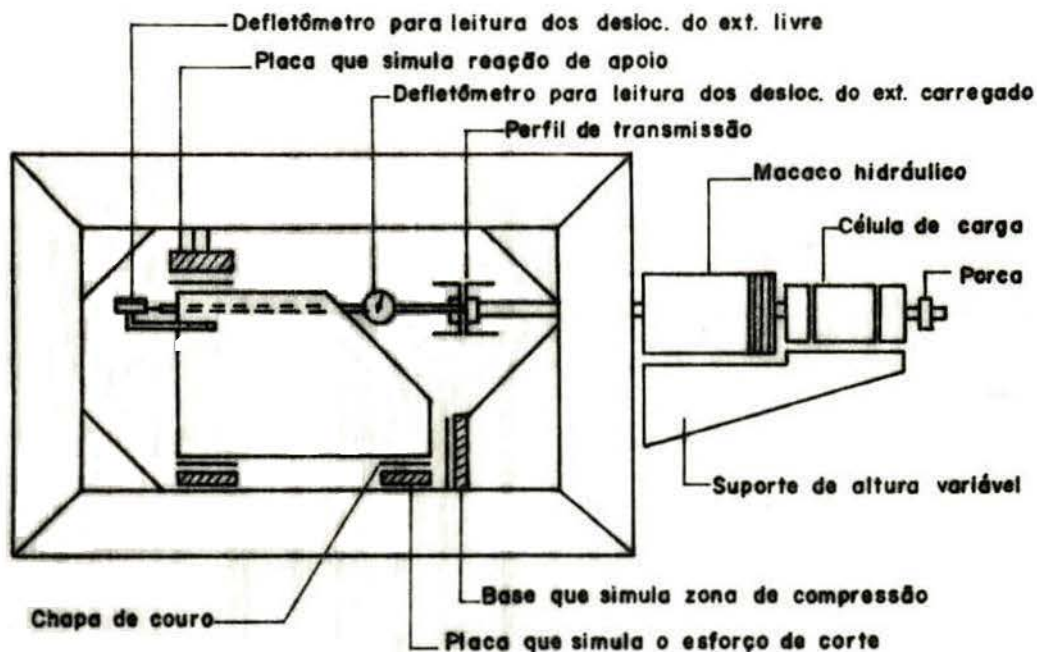


FIGURA 6.10. Detalhes dos dispositivos de ensaio.

A equipe de ensaio era composta de cinco pessoas, uma das quais operava a bomba manual de pressão ao mesmo tempo que controlava o leitor digital, avisando sempre que este atingia determinados valores (correspondentes a incrementos de carga de 4 kN, ou seja, incrementos de tensão de aderência nas barras de $0,25 \text{ N/mm}^2$). As restantes quatro pessoas observavam os deflectômetros, anotando em planilhas previamente elaboradas os deslocamentos que se verificavam a cada incremento de carga. A taxa de carga equivalia aproximadamente a um crescimento das tensões de aderência da ordem de $0,03 \text{ N/mm}^2/\text{s}$. O ensaio era dado por encerrado quando o CP perdia sua capacidade de suportar carga adicional.

Após a ruptura, anotava-se a carga máxima aplicada ao CP e o modo com que a ruína ocorria. Também se procedia a um "mapeamento" das fissuras, ou seja, elas eram reproduzidas em uma folha de papel com o desenho das faces do CP.

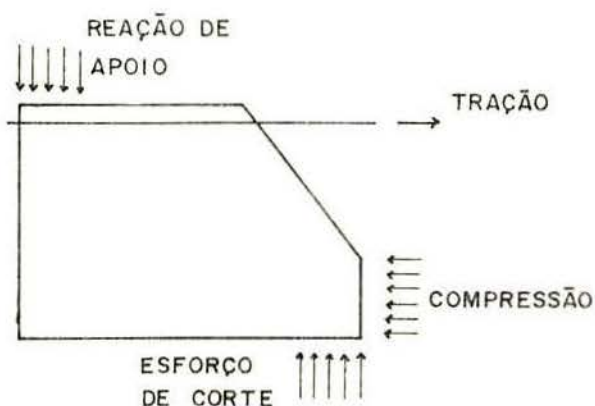


FIGURA 6.11. Esforços que atuavam sobre os CP.

Três CP foram instrumentados com "strain-gages" numa tentativa de se obter dados adicionais acerca das deformações (e tensões) que devem ser suportadas pelo concreto e pelos estribos que confinam as barras da armadura principal. Instrumentaram-se os CP provenientes da última concretagem (um sem estribos - SE3015, um com estribos e recobrimento 15 mm - ME3015 e um com estribos e recobrimento 30 mm - ME3030). Fossem os "strain-gages" colados no concreto ou nos estribos, eles eram posicionados na zona de ancoragem, imediatamente acima das barras da armadura principal. A figura 6.12 esclarece melhor a posição dos "strain-gages".

Algumas vezes, principalmente para os CP sem estribos, a simples análise das fissuras não permitia determinar com precisão se a ruptura ocorria por cisalhamento ou fendilhamento. Outras vezes, os CP rompiam apresentando marcada fissuração ao longo de uma das barras, ficando a zona vizinha a outra barra quase intacta. Por estes motivos, adotou-se como procedimento "standard", a realização de um "ensaio complementar". Ele era feito sobre todas aquelas barras que não apresentassem evidente ruptura da ancoragem, e consistia simplesmente de um ensaio de arrancamento direto, realizado sobre barras individuais. Media-se a carga aplicada e os deslocamentos, e, como será visto mais adiante, este ensaio complementar trouxe valiosas informações.

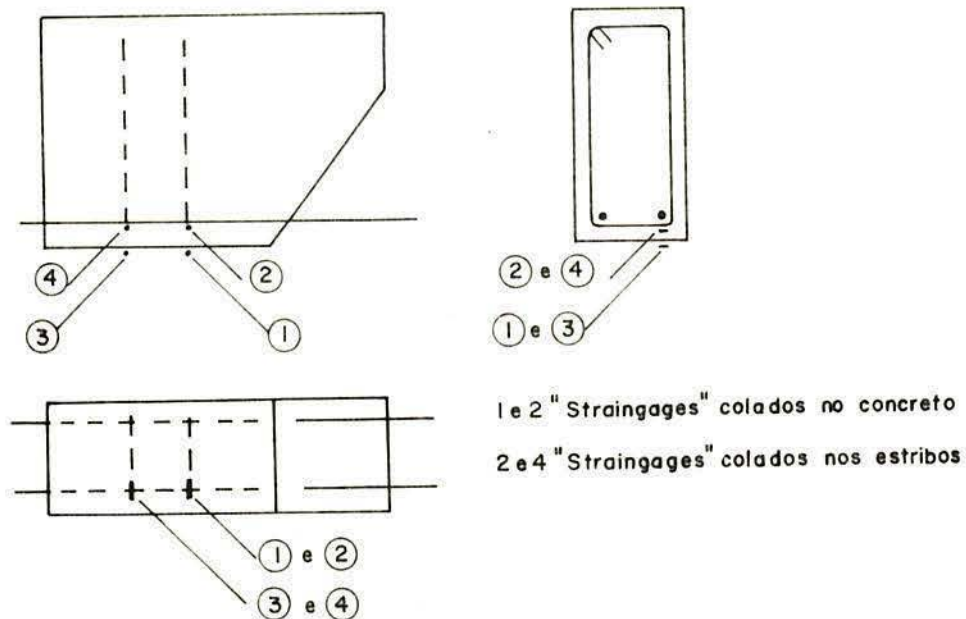


FIGURA 6.12. Posição dos "strain-gages" quando colados no concreto ou nos estribos.

6.5.3. Grandezas medidas

O equipamento utilizado e o método de ensaio observado permitiram a medição de carga (tensão) nas barras e de escorregamentos, tanto no extremo livre como no extremo carregado das barras. Além disso, nos CP instrumentados com "strain gages" foi possível medir as deformações verificadas na face externa do CP e nos estribos que envolviam as barras tracionadas.

6.6. Fissuração e modo de ruptura

Ao atingir-se uma determinada carga, o processo de fissuração se estabelecia com o aparecimento de uma fissura diagonal de cisalhamento. Esta fissura inicial ocorreu em todos os CP. Ela tinha sua origem na placa superior que simulava a reação de apoio e se propagava com alguma inclinação (de 20 a 45° com o eixo da barra, dependendo das características do CP) em direção à base do CP.

Para os CP sem estribos, em alguns casos, esta fissura de cisalhamento foi a única que se desenvolveu, com a ruptura ocorrendo imediatamente ou pouco após seu aparecimento. Este sempre foi o caso para o CP de barra única e recobrimento 45 mm (SE1545), mas para a maioria dos demais CP sem estribos (SE1515, SE3015, SE1530 e SE3030), o surgimento da fissura de cisalhamento era seguido por uma fissura de fendilhamento que caracterizava a ruptura. Para os CP com estribos, a fissura de fendilhamento sempre ocorreu.

Pôde se observar que para pequenos recobrimentos (15 mm) a fissura de fendilhamento era típica, isto é, surgia tanto na face lateral como na face superior dos CP e corria exatamente paralela às barras. Além disso, era comum o desprendimento de lascas de concreto que envolvia as barras da armadura principal. Para os CP de maior recobrimento (30 mm), a fissura de fendilhamento não era tão típica, pois cruzava a barra com alguma inclinação e aparecia apenas na face lateral do espécime (ver respectivamente figuras 6.13 e 6.14). A explicação para a inclinação desta fissura de fendilhamento parece residir no fato de que os CP com maior recobrimento rompiam a cargas mais elevadas. Nestes estágios, os esforços de cisalhamento eram de tal magnitude que, ao se combinarem com os esforços de ancoragem, alteravam o surgimento e a direção da fissura de fendilhamento que caracterizava a ruptura.

Conforme foi mencionado, para os CP sem estribos, surgia a fissura de cisalhamento e logo a seguir, surgindo ou não a fissura de fendilhamento, a ruptura ocorria. O mesmo não acontecia para os CP com estribos. A fissura de cisalhamento aparecia para a mesma carga que no caso dos CP sem estribos, mas seu desenvolvimento (sua abertura) era muito mais lenta e o aparecimento da fissura de fendilhamento só ocorria bem depois (para cargas aproximadamente duas vezes maiores que as correspondentes cargas de fissuração). Além disso, os CP com estribos apresentavam uma ruptura menos brusca que aquela mostrada por CP sem estribos. Para o caso particular do CP SE3015 (sem estribos, concreto de alta qualidade que possibilitava maiores cargas e recobrimento mínimo) a ruptura era

explosiva, com lascas de concreto que envolviam a armadura principal sendo lançadas longe, pondo em perigo a equipe de ensaios e os equipamentos.

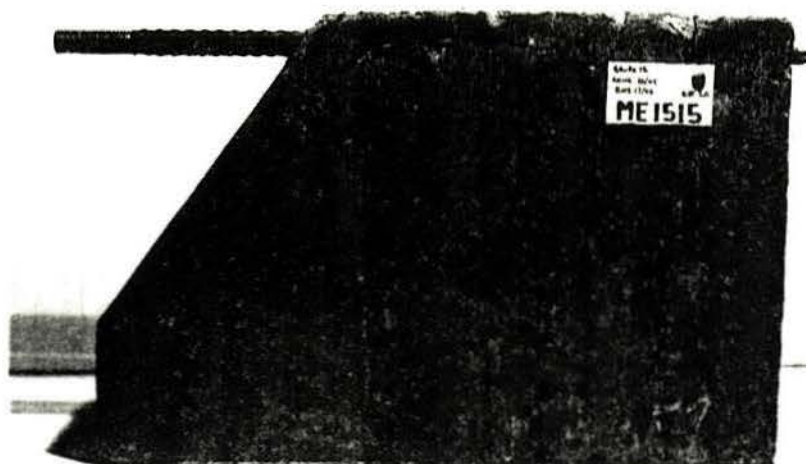


FIGURA 6.13. Típica fissuração de CP com pequeno recobrimento. A fissura de fendilhamento corre exatamente paralela à barra e se forma tanto na face lateral quanto na face superior do CP.

Com respeito a qualidade do concreto, uma diferença nítida que pôde ser observada, foi que o início da fissuração (surgimento da fissura de cisalhamento) ocorria, no caso dos CP feitos com concretos de menor qualidade, quando a carga atingia aproximadamente 49.0 KN. Para os CP de maior qualidade de concreto, a carga correspondente foi mais elevada e valia aproximadamente 57.0 KN. O fato dos CP possuírem ou não estribos, não alterava o início da fissuração, mas somente seu posterior desenvolvimento.

Nos ensaios complementares (ensaios de arrancamento direto), sempre a fissura de fendilhamento aparecia nitidamente, ou na face superior, ou na face lateral, ou, ainda, em

ambas ao mesmo tempo. Nestes ensaios também era comum o desprendimento de lascas do concreto que envolvia as barras. Na grande maioria destes ensaios não se conseguiu atingir as mesmas tensões que anteriormente haviam sido impostas às barras no ensaio principal.

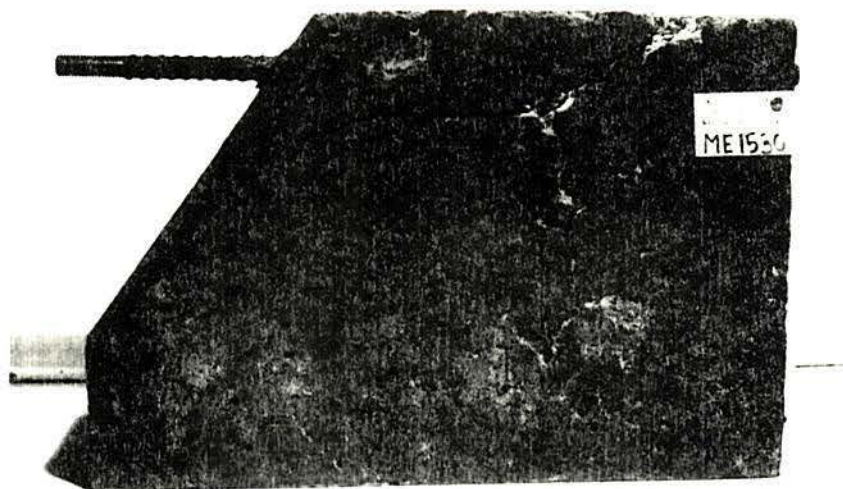


FIGURA 6.14. Típica fissuração de CP com recobrimento maior. A fissura de fendilhamento não é tão característica e cruza a barra com alguma inclinação.

Finalmente, algumas considerações adicionais sobre o modo de ruptura devem ser feitas. Em nenhum momento a ruptura ocorreu por arrancamento da barra, ou então por escoamento da barra. Nos ensaios principais ela sempre ocorreu por uma interação dos esforços de fendilhamento e cisalhamento que surgiam ao se solicitar o CP. Quando o recobrimento era pequeno, ou quando o CP estava adequadamente reforçado com estribos, o fator determinante da ruptura eram os esforços de fendilhamento. Quando o recobrimento era maior e os CP sem estribos, pôde se verificar que o cisalhamento contribuía com uma parcela significativa na ruptura do espécime, mas, ainda assim, o

fator mais importante parece ter sido o fendilhamento. Somente para o CP SE1545 pareceu que o cisalhamento tivesse sido o fator determinante da ruptura. Estes comentários encontram respaldo na fissuração apresentada pelos CP e nos resultados dos ensaios complementares (quando raramente se atingiam os mesmos valores de tensão de aderência que eram impostos às barras no ensaio principal, ou seja, estas saíam do ensaio principal com sua ancoragem bastante comprometida).

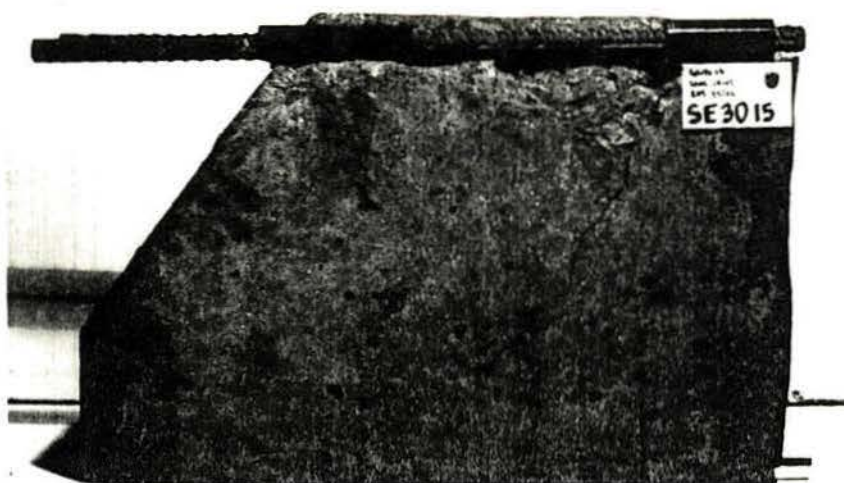


FIGURA 6.15. Muitas vezes, lascas de concreto que envolvia as barras da armadura principal se desprendiam.

6.7. Resultados dos ensaios

Na tabela 6.3 estão apresentados os resultados principais desta segunda etapa do programa experimental. Tanto os resultados dos ensaios principais, como dos ensaios complementares estão mostrados.

Para os ensaios principais, estão indicados tanto o tipo determinante de ruptura quanto, no caso de ruptura da ancoragem (ruptura por fendilhamento), quais as barras que fen-

dilharam o concreto. Também vêm assinaladas a tensão de aderência correspondente ao início da fissuração e a tensão de aderência correspondente à ruptura do CP. Por último, ainda para os ensaios principais, vêm assinalados os escorregamentos relativos ao início da fissuração, a 80% da carga de ruptura e à ruptura propriamente dita. Para os CP com duas barras, estes escorregamentos são a média entre os medidos para as duas barras.

Como já foi dito, o ensaio complementar era realizado sempre que a ruptura da ancoragem não fosse absolutamente evidente. Assim a primeira coluna da tabela de resultados, referente aos ensaios complementares, indica o estado que se encontrava o concreto na zona em torno da barra antes de ser iniciado o ensaio. A segunda coluna indica as barras que passaram por este ensaio de arrancamento e a terceira coluna indica a tensão de aderência que pôde ser suportada pelas barras. No caso em que se ensaiaram duas barras de um mesmo CP, o valor de tensão de ruptura assinalado corresponde a média destas duas barras. Na última coluna, vêm mostrados os escorregamentos correspondentes a 80% da carga de ruptura.

Para o ensaio principal, o escorregamento de fissuração corresponde ao verificado quando a abertura de fissura atingia 0.1 mm. Este valor era alcançado nos primeiros estágios da fissuração. O escorregamento de ruptura corresponde àquele lido quando a ruptura do CP era anunciada (ou seja, quando o operador da bomba manual sentia que não era mais possível adicionar carga ao CP). Poucas vezes este valor pôde ser lido, pois como foi dito, sendo geralmente a ruptura acompanhada de fendilhamento, algum deslizamento ocorria neste momento, e o valor indicado pelos deflectômetros deixava de ter qualquer significado comparativo. Nos ensaios complementares, sempre a ruptura por fendilhamento se processava, geralmente chegando mesmo a exaurir o curso dos deflectômetros no instante da ruína. Por este motivo estão assinalados os escorregamentos correspondentes a 80% da tensão de ruptura. Este valor pode nos dar uma idéia da rigidez da ancoragem para os diversos CP, ou seja, dos valores de escorregamentos que eles são capazes de suportar sem que a ruptura ocorra.

A seguir, na tabela 6.4, que é semelhante a dos resultados gerais, são apresentados os valores médios de tensão e deformação obtidos ao se computarem os resultados individuais dos CP do mesmo tipo. Também o coeficiente de variação foi calculado sempre que pelo menos três resultados existiam. Para o ensaio complementar, somente foram considerados os testes feitos sobre CP cujo estado inicial do concreto na zona em torno da barra tivesse sido classificado como externamente intacto ou pouco fissurado.

Nas figuras 6.16, 6.17 e 6.18 aparecem os gráficos que servem de base às conclusões principais deste programa experimental, e que serão estabelecidas posteriormente. Cada um deles mostra a ação isolada de uma variável particular sobre os resultados dos ensaios. Deste modo, é possível realizar-se uma análise muito objetiva dos dados acumulados. O primeiro destes gráficos diz respeito ao recobrimento. Os outros se referem respectivamente à percentagem de estribos e à qualidade do concreto.

A informação prestada pelos "strain-gages" colados nos estribos de alguns CP vem apresentada, também sob forma gráfica, nas figuras 6.19 e 6.20.

Além disso, no anexo II, estão adicionadas as figuras com o padrão de fissuras que se verificou em cada CP individual. Tanto as fissuras que surgiram no ensaio principal (mostrado em linha cheia), como aquelas que surgiram nos ensaios complementares (mostradas em linha pontilhada) podem ser vistas. Finalmente, no anexo III, aparecem os gráficos com as curvas características (tensão de aderência x escorregamentos do extremo carregado) para o ensaio principal e para o ensaio complementar. Como pode ser visto, estes gráficos foram traçados para cada CP em particular e trazem também a curva que representa o surgimento e posterior desenvolvimento da abertura de fissuras para os ensaios principais.

Infelizmente, é preciso relatar que um engano na disposição dos deflectômetros em alguns dos primeiros ensaios fez com que sua leitura não tivesse significado. Por isso,

TABELA 6.3: Resultados gerais da 2ª etapa de ensaios

Corpo de Prova	CONCRETAGEM	ENSAIO DE EXTREMO DE VIGA							ENSAIO COMPLEMENTAR			
		RUPTURA	BARRAS	TENSÃO		ESCORREGAMENTOS			ESTADO	BARRAS ENSAIADAS	TENSÃO RUPTURA	ESCORREG. 80% RUP.
				PREDOMN.	ROMPIDAS	FISSUR.	RUPTUR.	FISSUR.				
SE1515	6	A	1	3.32	3.50				I	2	2.80	8.5
	7	C	-	3.22	3.25				I	12	4.05	9.2
	8	A	2	2.85	3.00				I	1	3.75	
SE3015	13	AC	-	4.10	5.45	3.8	6.1	9	F	12	2.85	12.8
	14	A	2	3.70	4.00	4.8	4.1	5.5	I	1	3.70	20.0
	16	A	2	4.30	4.45	4.0	2.5	E	I	1	6.38	21.8
SE1530	8	A	12	3.30	4.00				R	-	-	-
	10	AC	-	2.80	4.05				F	12	3.10	15.5
	12	A	1	2.80	3.40	7.2	6.2	E	F	2	2.35	22.0
SE3030	13	C	-	3.83	4.93	6.2	7.0	10.0	I	12	8.00	12.6
	14	AC	-	3.65	5.10	8.0	10.6	14.0	F	2	4.80	18.5
	15	AC	-	3.60	6.15	7.3	10.5	12.9	F	12	3.20	8.0
SE1545	6	C	-	3.60	7.50	15.0	10.0	15.0	I	u	9.20	
	7	C	-	3.15	6.50				I	u	8.75	30.0
	11	C	-	2.65	7.22	10.2	11.5	14.0	I	u	8.50	18.0
FA1515	6	AC	-	3.30	4.00				I	12	4.50	9.5
	9	A	1	3.52	4.75				F	2	3.85	9.2
	10	A	1	2.85	4.55	4.0	7.5	E	I	2	4.00	12.0
ME1515	9	A	1	2.90	5.90				I	2	4.80	9.5
	11	A	2	2.75	4.83	4.0	7.5	E	F	1	4.10	13.4
	12	A	12	2.60	4.65	2.5	9.0	E	R	-	-	-
ME3015	13	A	1	3.68	5.98	3.7	7.3	E	F	2	3.25	10.3
	15	A	1	3.25	7.00	2.3	8.0	E	I	2	4.35	15.2
	16	A	2	3.25	6.38	3.5	7.3	E	I	1	6.28	20.2
ME1530	7	A	12	3.38	5.35				F	2	2.20	80.0
	9	A	12	2.85	6.10				R	-	-	-
	11	A	1	3.05	5.45	5.8	10.5	E	F	2	3.10	28.0
ME3030	14	A	12	3.08	6.40	5.0	9.0	11.5	F	1	4.40	10.0
	15	A	12	3.75	7.63	0.8	3.0	E	R	-	-	-
	16	A	12	2.60	7.29	0.2	3.6	E	R	-	-	-
FO1515	8	A	12	2.80	5.85				R	-	-	-
	10	A	1	2.45	5.65	3.5	11.2	E	F	2	4.80	22.5
	12	A	2	3.20	5.50	4.0	12.4	31.0	I	1	4.35	12.7

Código:

- A= Ancoragem
- C= Cisalhamento
- E= Escorregamento
- F= Parcialmente fissurado
- I= Intacto ext. ou pouco fissurado
- R= Rompido
- u= barra única

OBS.: 1. Tensão de fissuração se refere a tensão de aderência medida no início do processo de fissuração.

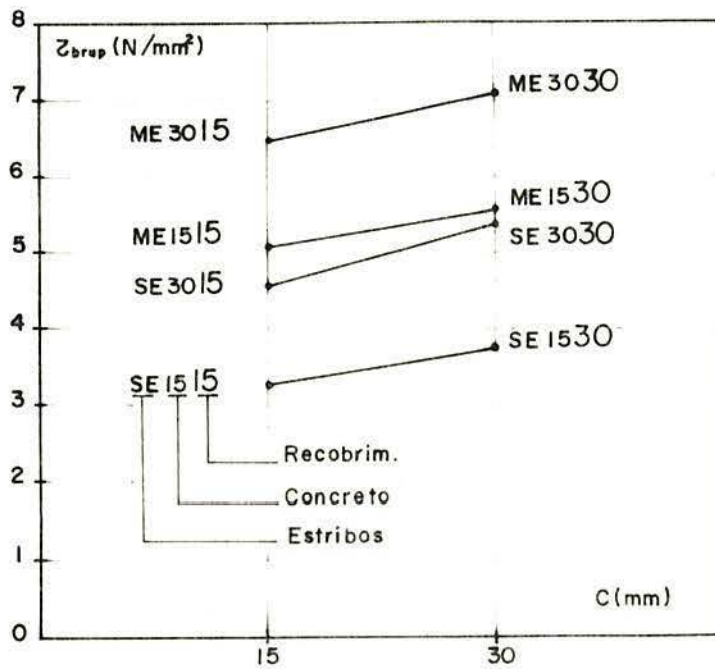
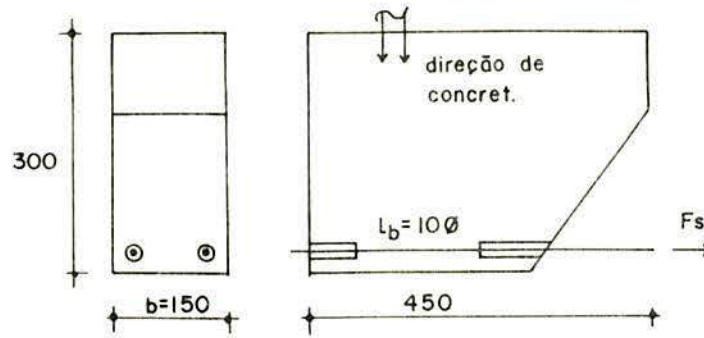
2. Unidades: Tensões em N/mm^2 ; escorregamentos em centésimos de mm.

TABELA 6.4: Valores médios de tensão de aderência e escorregamentos para cada tipo de CP ensaiado

Corpo de Prova	ENSAIOS DE EXTREMO DE VIGA							ENSAIOS COMPLEMENTARES			
	RUPTURA PREDOMIN.	BARRAS ROMPIDAS	TENSÃO		ESCORREGAMENTOS			ESTADO	BARRAS ENSAIADAS	TENSÃO RUPTURA	ESCORREG. 80% RUP.
			FISSURA	RUPTURA	FISSURA	80% RUP.	RUPTURA				
SE1515			3.10 (8)	3.30 (8)						3.60 (19)	8.8
SE3015			4.00 (8)	4.60 (16)	4.2 (13)	4.2 (23)				4.30 (43)	16.0
SE1530			3.00 (10)	3.80 (9)	7.2	6.2				3.10	15.5
SE3030			3.70 (3)	5.40 (13)	7.2 (13)	9.4 (22)	12.3 (17)			6.40 (35)	16.5
SE1545			3.10 (15)	7.00 (7)	12.6	10.8	14.5			8.80 (3)	24.0
FA1515			3.20 (11)	4.40 (9)	4.0	7.5				4.10 (8)	10.5
ME1515			2.75 (5)	5.10 (13)	3.3	8.3				4.50	11.0
ME3015			3.40 (7)	6.50 (8)	3.2 (24)	7.5 (5)				5.30 (26)	17.6
ME1530			3.10 (9)	5.60 (7)	5.8	10.5					
ME3030			3.15 (18)	7.10 (9)	2.0 (130)	5.2 (64)					
FO1515			2.80 (13)	5.70 (3)	3.8	11.8				4.60	17.8

OBS.: 1. O valor inferior, entre parêntesis, é o coeficiente de variação. Ele foi computado sempre que pelo menos 3 valores foram medidos.

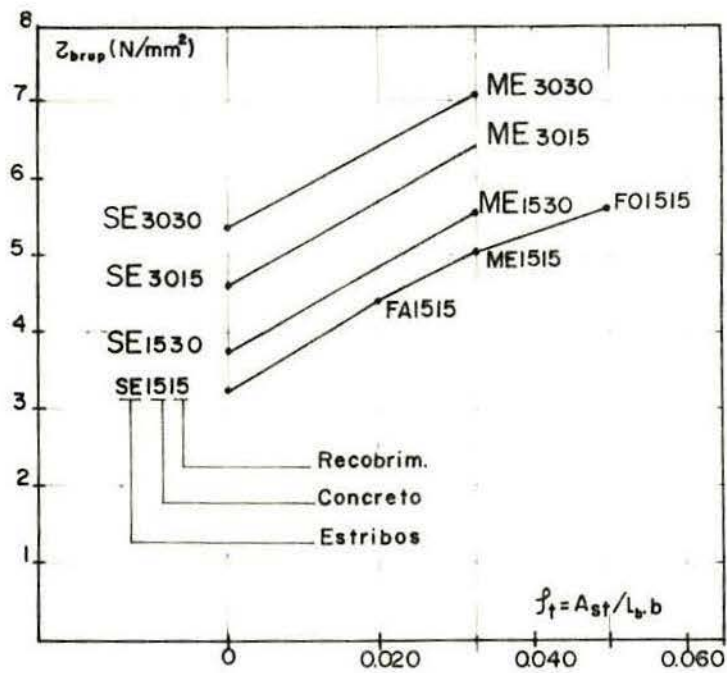
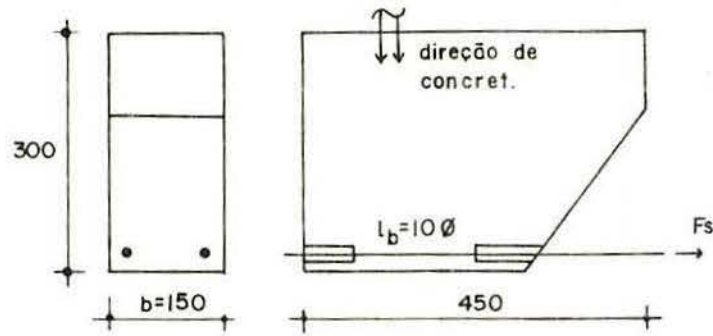
2. Unidades: Tensões em N/mm^2 e escorregamentos em centésimos de mm.



Corpo de Prova	z_{brup}	Corpo de Prova	z_{brup}	AUMENTO	
				ABSOLUTO	%
ME 3015	6.5	ME 3030	7.1	0.6	9.2
ME 1515	5.1	ME 1530	5.6	0.5	9.8
SE 3015	4.6	SE 3030	5.4	0.8	17.4
SE 1515	3.3	SE 1530	3.8	0.5	15.2

OBS.: Cada ponto no gráfico representa a média de 3 CP ensaiados. Unidades: N, mm.

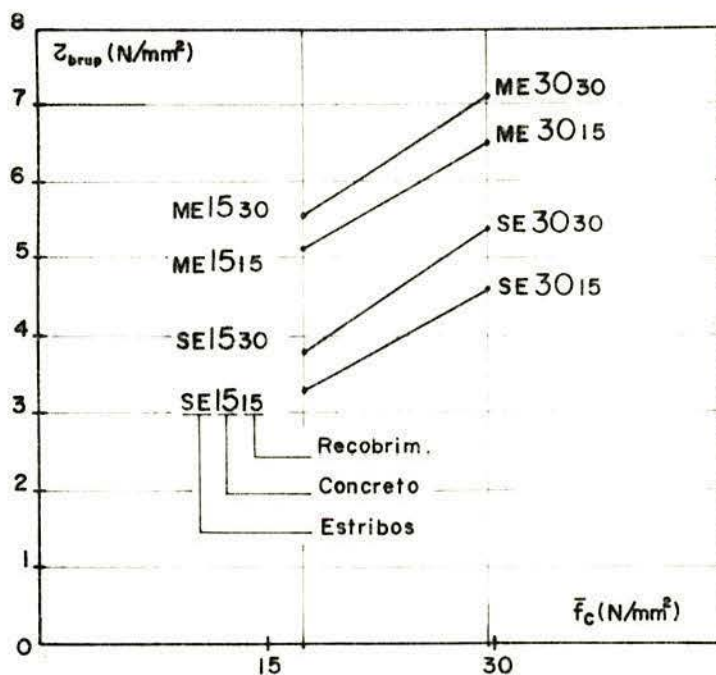
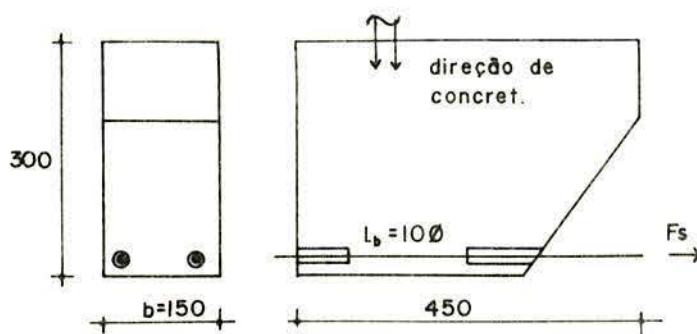
FIGURA 6.16: Influência do recobrimento sobre as tensões últimas de aderência $l_b = 10\phi$; $\phi = 16.0$; $\alpha_{sb} = 0.050$.



Corpo de Prova	z_{brup}	Corpo de Prova	z_{brup}	AUMENTO	
				ABSOLUTO	%
SE 3030	5.4	ME 3030	7.1	1.7	31.5
SE 3015	4.6	ME 3015	6.5	1.9	41.3
SE 1530	3.8	ME 15 30	5.6	1.8	47.4
SE 1515	3.3	ME 15 15	5.1	1.8	54.5

OBS.: Cada ponto no gráfico representa a média de 3 CP ensaiados. Unidades, N, mm.

FIGURA 6.17: Influência da percentagem de estribos sobre as tensões últimas de aderência. $L_b = 10 \phi$; $\phi = 16.0$; $\alpha_{sb} = 0.050$



Corpo de Prova	z_{rupt}	Corpo de Prova	z_{rupt}	AUMENTO	
				ABSOLUTO	%
ME1530	5.6	ME 3030	7.1	1.5	26.8
ME1515	5.1	ME 3015	6.5	1.4	27.5
SE1530	3.8	SE3030	5.4	1.6	42.1
SE1515	3.3	SE 3015	4.6	1.3	39.4

OBS.: Cada ponto do gráfico representa a média de 3 CP ensaiados. Unidades: N, mm.

FIGURA 6.18: Influência da qualidade do concreto sobre as tensões últimas de aderência. $L_b = 10\phi$; $\phi = 16.0$; $\alpha_{sb} = 0.050$

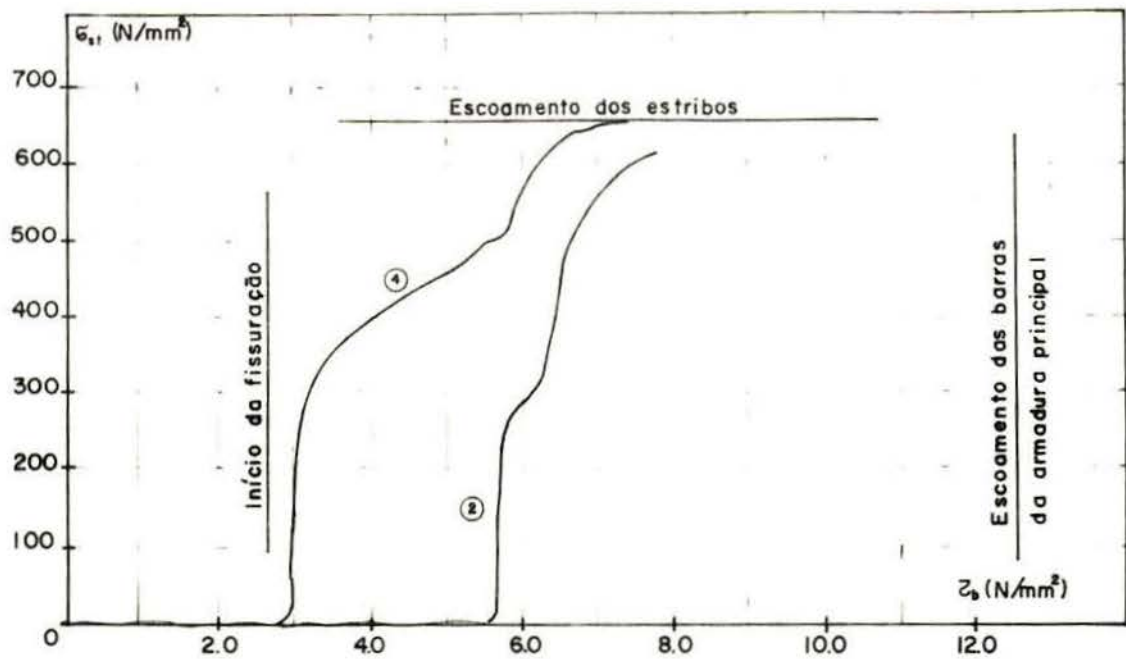


FIGURA 6.19: Tensões nos estribos que envolvem a armadura principal na zona de aderência. CP ME 3015.

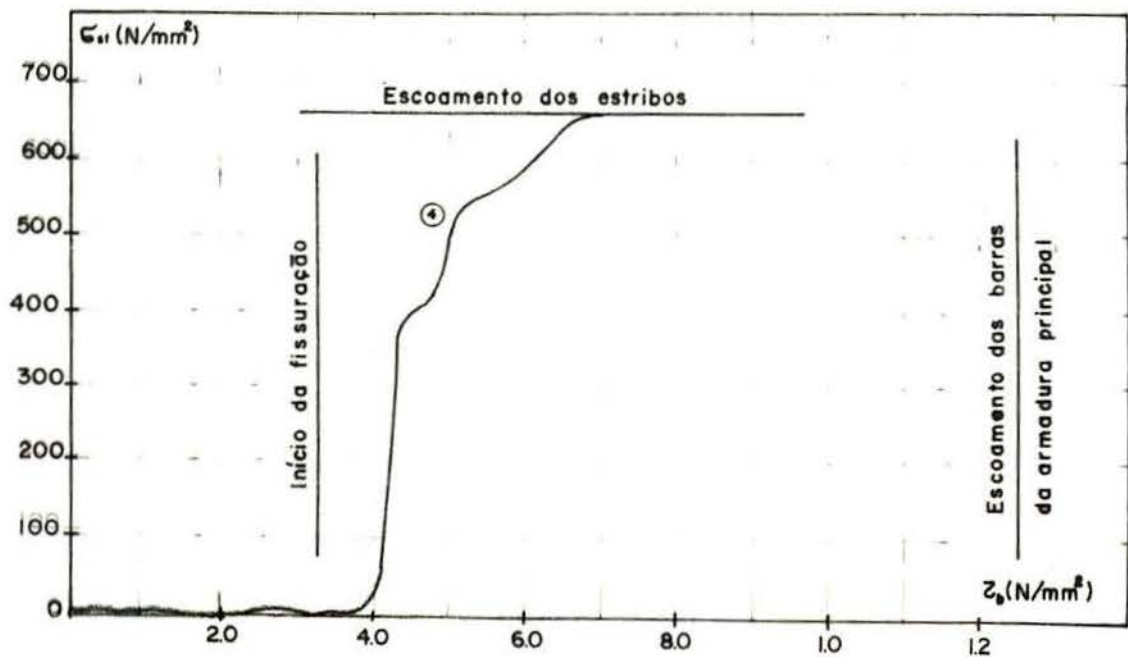


FIGURA 6.20: Tensões nos estribos que envolvem a armadura principal na zona de aderência. CP ME 3030.

no quadro de resultados, alguns valores de escorregamento não estão apresentados, como também faltam algumas das curvas características do anexo.

6.8. Análise dos resultados

6.8.1. Considerações preliminares

Antes de se avaliar o efeito que cada uma das variáveis exerceu sobre os resultados dos ensaios, alguns comentários iniciais devem ser feitos.

O primeiro deles diz respeito ao modo de ruptura dos CP. Como a aderência era o objetivo primeiro deste estudo, desejava-se que os CP atingissem a ruptura por fendilhamento. Por outro lado, para se avaliar realisticamente a influência de recobrimento e armadura transversal, era necessário que o CP estivesse sujeito a grandes esforços de cisalhamento (a idéia era que os ensaios deveriam ser conduzidos simulando as piores condições encontradas na prática, para que os resultados fossem sempre "a favor da segurança"). Assim no dimensionamento do CP (seção transversal adotada, diâmetro e comprimento de ancoragem das barras, distância entre os apoios, etc.) todo o cuidado teve que ser tomado para se alcançar o melhor compromisso entre ancoragem e cisalhamento. Se, por exemplo, o comprimento de ancoragem fosse muito grande, a ruptura por cisalhamento, ou mesmo por escoamento da barra, deveriam ser os mais comuns, e neste caso os ensaios estariam prejudicados. Se, por exemplo, a distância entre os apoios fosse muito grande, os esforços de cisalhamento seriam pequenos, e o ensaio iria se assemelhar àqueles de arrancamento direto, uma situação não muito comum na prática.

É bastante difícil o cálculo de CP deste tipo. A interação entre a aderência e o cisalhamento é uma realidade que não pode ser desprezada, e as fórmulas simplificadas de dimensionamento não levam a resultados satisfatórios. Qual o valor de tensão de aderência que pode suportar uma barra mergulhada no concreto, por exemplo, 10ϕ e com um recobrimento

de, digamos, 2ϕ e confinada por estribos de bitola 5.0 mm a um dado espaçamento? E como este valor se altera quando o CP é sujeito a esforços de cisalhamento e a barra exposta à ação das forças de pino? A resposta não é fácil, e mesmo métodos computacionais encontram grande dificuldade em simular de modo conveniente o mecanismo de aderência.

Afortunadamente, parece que se atingiu exatamente o desejado nestes ensaios, pois o fendilhamento foi o fator preponderante na ruptura da maioria dos CP. Apenas uns poucos romperam tendo o cisalhamento como influência principal, o que serviu para indicar que estes ensaios foram conduzidos com consideráveis esforços de corte agindo sobre a seção, conforme era o objetivo. Para chegar a um dimensionamento adequado dos CP, o autor se apoiou na valiosa experiência de outros pesquisadores que publicaram os resultados de ensaios deste tipo, e este parece ser o procedimento mais indicado, pelo menos enquanto maiores conhecimentos sobre o assunto não tiverem sido alcançados.

Ainda com respeito à ruptura, cabe salientar que algumas vezes foi difícil de se distinguir se esta realmente havia ocorrido por falha da ancoragem. Neste aspecto, o ensaio complementar mostrou-se extremamente útil, pois ele oferecia uma idéia exata de quanta carga a barra era ainda capaz de suportar após o ensaio principal, mostrando claramente se a ancoragem já se encontrava comprometida ou não. É bom lembrar que os ensaios complementares eram realizados apenas sobre barras que apresentavam reduzida ou nenhuma fissuração em seu entorno, e, portanto, seus resultados são de alguma forma elevados. A interpretação destes ensaios só pode ser feita acompanhada da informação de quais as barras que já estavam rompidas, e, conforme o nome indica, eles não trazem resultados absolutos, mas apenas complementam os dados dos ensaios principais.

Verificou-se que, para os CP com duas barras, estas seguiam um comportamento (escorregamentos) muito semelhante até próximo da ruptura. Para os CP com recobrimento 30 mm,

em geral as barras continuavam agindo em conjunto e ambas atingiam a ruptura. No entanto, para os CP com recobrimento 15 mm, o mais comum era que o fendilhamento ocorresse apenas em uma das barras. Assim, podia ocorrer para estes CP com recobrimento de 15 mm que, embora a ruptura de ancoragem fosse evidente, se processando sobre uma das barras, no ensaio complementar, realizado sobre a outra barra, esta suportasse tensões maiores que as desenvolvidas no ensaio principal (vale lembrar que no ensaio complementar as condições de aplicação de carga eram mais favoráveis à ancoragem, pois além de não estarem presentes forças de cisalhamento, a placa de reação, exatamente como nos POT, induz restrições à deformação transversal do CP). Um julgamento precipitado poderia levar ao engano de considerar que a ancoragem não tivesse sido rompida. Por isso é importante analisar se houve barras rompidas no ensaio principal e sobre quais barras o ensaio complementar foi feito.

Outro comentário importante diz respeito aos CP com recobrimento 45 mm. Variando-se o recobrimento, a percentagem de estribos e a qualidade do concreto, obtiveram-se onze tipos de CP. Dez deles possuíam duas barras longitudinais em sua seção transversal e apenas um tipo de CP, este com recobrimento 45 mm, tinha uma única barra em sua armadura principal. Esperava-se que seu comportamento fosse semelhante aos demais, mas isto não ocorreu. Este CP além de possuir o maior recobrimento, tinha apenas um plano de fendilhamento possível, enquanto que os demais CP, com duas barras, na realidade possuíam quatro planos através dos quais a fissura de fendilhamento poderia se desenvolver. A figura a seguir esclarece este comentário:

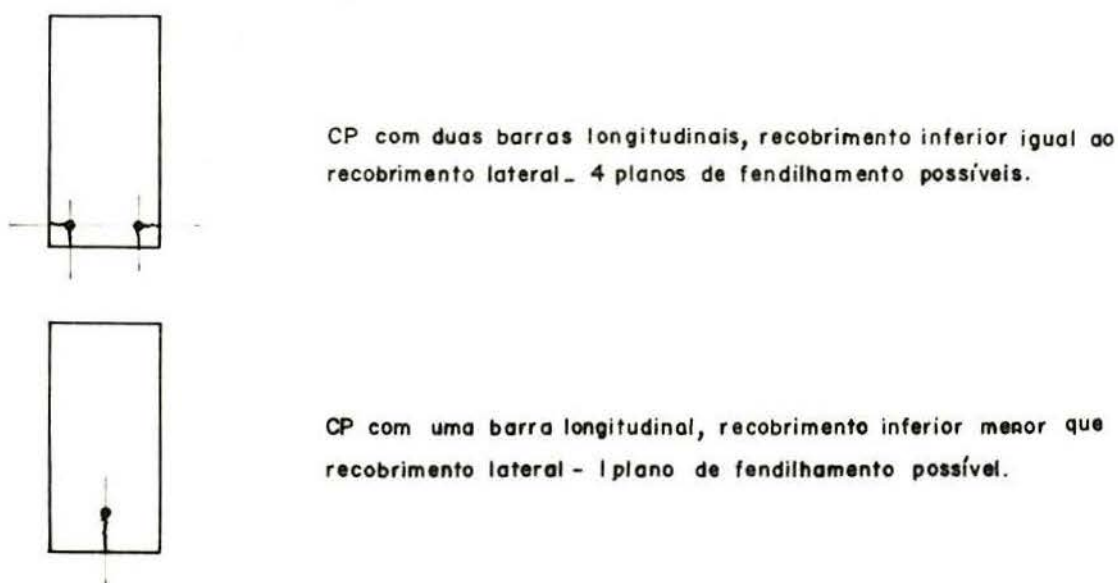


FIGURA 6.21. Possíveis planos de fendilhamento para os CP com uma ou com duas barras longitudinais.

O CP com recobrimento 45 mm mostrou uma ancoragem muito mais resistente que aquela apresentada pelos CP com duas barras, mesmo considerando-se seu maior recobrimento. Esta ancoragem excepcionalmente boa também fez com que a ruptura sempre ocorresse por cisalhamento do CP (ou melhor, com o cisalhamento sendo o fator preponderante). Somente nos ensaios complementares é que o fendilhamento foi alcançado. Nos gráficos que consideram o efeito de cada variável em particular, este CP não foi incluído, pois seu comportamento foi nitidamente diferente dos demais, e não é possível uma comparação direta.

Também algumas considerações acerca dos escorregamentos devem ser feitas. Como pode ser visto no quadro dos valores médios, os coeficientes de variação correspondentes às tensões de aderência assumiram valores bastante razoáveis para este tipo de ensaio. Além disso, as diferenças entre as médias são visíveis, com cada tipo de CP apresentando valores característicos. Mas, para os escorregamentos, o mesmo não ocorre. Os coeficientes de variação são muito mais elevados, e não se observa uma tendência definida. Dois motivos podem explicar este ponto. O primeiro é que características ine-

rentes do mecanismo de ancoragem (no entorno da barra pode haver uma concentração de agregado graúdo, ou de pasta de cimento, etc.) induzem a grandes variações nos valores de escorregamentos. O segundo é que a ruptura por fendilhamento, que foi o caso mais comum, ocorre para valores muito baixos de escorregamentos (nestes ensaios estes valores em geral eram inferiores a 0.1 mm), e, desta forma, erros mínimos nas leituras de deslocamentos (fosse por atraso na leitura, por vibração dos suportes dos deflectômetros, etc.) podiam alterar de forma sensível os resultados.

Nos ensaios complementares, as barras podiam estar com sua ancoragem pouco comprometida, ou bastante comprometida ou ainda totalmente rompida. Portanto, como não podia deixar de ser, as tensões e os escorregamentos medidos não apresentam nenhuma regularidade. Porém, o que pode ser observado nas curvas características apresentadas em anexo é que o módulo de escorregamentos era sempre menor nos ensaios complementares, ou seja, para uma dada tensão, as barras sempre apresentavam escorregamentos maiores nos ensaios complementares do que nos ensaios principais. Comportamento que é bastante lógico, uma vez que os CP saíam dos ensaios principais com sua ancoragem rompida em alguma extensão.

6.8.2. Recobrimento

Na figura 6.16 aparece, sob forma gráfica, a influência que o recobrimento exerceu nestes ensaios. Pode-se observar que, para qualquer combinação de percentagem de estribos e qualidade de concreto, ao se aumentar o recobrimento a resistência última de aderência também aumentou. O fato de que maiores recobrimentos implicam em maior resistência de ancoragem (pelo menos enquanto a ruptura ocorrer por fendilhamento) está muito bem documentado na literatura.

Aumento no recobrimento implica em aumento na área de concreto que deve ser fissurada para que o fendilhamento se processe. Por conseguinte, maior é a carga que deve ser

aplicada ao CP para se atingir a ruína. Neste aspecto, estes ensaios somente corroboram tantos outros já realizados, sem trazer nada de novo. Mas, analisando-se o quadro que acompanha o gráfico correspondente ao recobrimento, e que indica o aumento percentual verificado em cada tipo de CP, interessantes conclusões podem ser estabelecidas.

O aumento percentual sobre a tensão de aderência última, que acompanhou o aumento no recobrimento, foi maior nos CP sem estribos do que naqueles com estribos. Este fato é bastante lógico, uma vez que CP sem estribos podem confiar somente no recobrimento para suportar as tensões de fendilhamento, e, portanto, qualquer alteração no recobrimento necessariamente se reflete diretamente sobre a resistência da ancoragem. Já os CP com estribos devem a sua resistência ao fendilhamento tanto ao recobrimento quanto à própria existência dos estribos e, por isso, alterações no recobrimento, agindo exclusivamente sobre uma parcela do todo, não se refletem tão diretamente sobre a resistência da ancoragem.

Também pôde ser observado que o aumento percentual sobre a tensão de aderência última foi aproximadamente o mesmo, fosse o concreto de maior ou menor qualidade. A explicação para tanto reside no fato de que a resistência ao fendilhamento depende da área a ser fissurada e da qualidade do concreto. Portanto os CP com concretos de maior resistência experimentam um aumento absoluto na resistência de ancoragem proporcionalmente maior. O aumento relativo (aumento percentual) é o mesmo.

Sobre o modo de ruptura, mudanças no recobrimento marcaram seu efeito, pois, conforme já foi mencionado, os CP com recobrimento pequeno (15 mm) rompiam apresentando a típica fissura de fendilhamento, desenvolvendo-se exatamente paralela à barra. Enquanto isso, nos CP com recobrimento de 30 mm, a fissura de fendilhamento não era tão típica, mostrando alguma inclinação com o eixo da barra e evidenciando a interação com o cisalhamento.

6.8.3. Porcentagem de estribos

Como pode ser visto na figura 6.17, alterações na porcentagem de estribos resultaram em pronunciado efeito sobre as tensões últimas de aderência. Sempre que estribos foram acrescentados ao CP, significativo aumento na resistência de ancoragem se verificava. Este fato é relatado na literatura com bastante frequência, e todos os pesquisadores parecem concordar que, da mesma forma que maiores recobrimentos, a previsão de estribos pode atrasar a ruptura por fendilhamento.

Onde há divergências na literatura é com respeito a questão se a contribuição oferecida pelos estribos depende ou não da resistência do concreto. Mais recentemente, diversos pesquisadores têm proposto fórmulas para prever a resistência última de aderência, todas contendo uma parcela relativa à contribuição dos estribos. Algumas vezes esta parcela é proporcional à resistência do concreto, mas outras vezes é um valor fixo que depende tão somente das características dos estribos (quantidade e qualidade). Neste aspecto estes ensaios corroboram a última colocação, ou seja, o aumento absoluto que se verificou sobre a resistência de aderência foi praticamente o mesmo, fosse o concreto de maior ou menor qualidade (note que, sendo o aumento absoluto o mesmo, o aumento percentual era maior para os CP menos resistentes).

Mais ainda, o aumento absoluto na resistência última de aderência também foi o mesmo para os CP com diversos recobrimentos, confirmando o fato que a contribuição dos estribos parece depender apenas de suas próprias características. Todavia, deve ser mencionado que nestes ensaios os estribos foram dispostos de uma maneira adequada, isto é, relativamente próximos entre si de maneira a "costurar" a ancoragem, mas mantendo ainda um espaçamento capaz de permitir uma concretagem e adensamento sem problemas. Tem sido comentado na literatura que estribos de maior diâmetro e muito afastados entre si não são tão eficientes para a ancoragem, e é opinião do autor que neste caso maiores recobrimentos poderiam auxiliar a reestabelecer a eficiência dos estribos.

É interessante notar que os CP com recobrimento de 15 mm, onde quatro percentagens de estribos foram ensaiadas, a curva obtida parece tender assintoticamente para um determinado valor de tensão última de aderência, indicando que um limite superior para a contribuição dos estribos deve existir, como tantos outros pesquisadores admitem. Este limite corresponderia à situação em que o fendilhamento está controlado e a ruptura da ancoragem passa a se processar por arrancamento.

Também digno de nota é o fato que, nos ensaios aqui relatados, a contribuição dos estribos foi bastante pronunciada, maior que aquela geralmente observada em ensaios com este tipo de CP ou em ensaios com vigas. Certamente isto se deve aos grandes esforços de cisalhamento presentes, de forma que a adição de estribos prestava uma dupla colaboração, reforçando a ancoragem e também a seção transversal que devia suportar ao cisalhamento.

Finalmente, a presença de estribos alterou também o modo de ruptura. Para os CP sem estribos, o fendilhamento e a ruptura eram concomitantes, mas para aqueles reforçados com estribos a ruptura era menos brusca e ocorria, em geral, um ou dois intervalos de carga após aquele que marcava o início do fendilhamento.

6.8.4. Qualidade do concreto

Assim como as variáveis anteriores, a qualidade do concreto exerceu nítida influência sobre a resistência de ancoragem. Para qualquer tipo de CP, representando uma combinação particular de recobrimento e percentagem de estribos, aumentando-se a qualidade do concreto, crescia também a resistência última de aderência. Isto está evidenciado na figura 6.18 e corresponde ao que tantas vezes tem sido constatado em ensaios de aderência. O quadro que acompanha a referida figura permite que algumas outras conclusões sejam estabelecidas.

Pode-se observar que o aumento percentual na resistência última de aderência foi maior para os CP sem estribos.

A explicação é em tudo análoga àquela que justifica o motivo pelo qual alterações no recobrimento exercem maior influência (percentual) sobre os CP sem estribos. Nestes CP, aumentos na qualidade do concreto se refletem mais diretamente sobre a resistência de ancoragem do que naqueles que contêm estribos e, portanto, possuem naturalmente uma resistência ao fendilhamento (para os CP que contêm estribos, aumentos na resistência do concreto aumentam apenas uma das parcelas responsáveis por resistir ao fendilhamento).

Outra observação que pode ser feita é que o aumento percentual sobre a resistência última de aderência foi praticamente o mesmo, independente do recobrimento que o CP possuía. Isto reflete o fato que o fendilhamento está ligado ao produto entre área de concreto a ser fendilhada e qualidade do concreto. Os CP com maior recobrimento (maior área a ser fendilhada) possuem maior resistência e também experimentam um maior aumento de resistência quando a qualidade do concreto cresce. O aumento relativo (percentual), no entanto, é uma constante.

Pôde também ser observado a influência que a qualidade do concreto exerceu sobre a fissuração. Como seria de se esperar, naqueles CP com menor resistência de concreto, a fissura de cisalhamento, que marcava o início do processo de fissuração, surgia para cargas mais baixas que no caso de CP com maior resistência do concreto. Sobre o modo de ruptura, a qualidade do concreto parece não ter exercido influência, apenas que, para o caso sem estribos, um desprendimento do recobrimento podia se verificar para os CP de menor qualidade de concreto, enquanto que naqueles de maior qualidade, os quais monopolizavam maiores cargas, além do desprendimento do recobrimento, lascas de concreto podiam ser lançadas longe (como já foi mencionado, a ruptura dos CP SE3015 era realmente explosiva).

6.8.5. Informação dos "strain-gages"

Buscando determinar-se a maneira com que as tensões de fendilhamento são suportadas pelo concreto do recobrimento

e pelos estribos, conforme previamente relatado, alguns CP foram instrumentados com "strain-gages". Os "strain-gages" foram colados no concreto e nos estribos que envolviam as barras da armadura principal na zona de ancoragem.

Notou-se que os "strain-gages" colados no concreto (na face externa do CP) não apresentaram regularidade alguma. No estágio anterior à fissuração, eles oscilavam, indicando deformações pequenas ora de tração, ora de compressão. Pareceu que neste primeiro estágio as tensões de fendilhamento eram suportadas pelas camadas internas de concreto (adjacentes à barra), não se refletindo na face externa do CP onde os "strain-gages" estavam colados. Logo que se iniciava a fissuração, alguma fissura cruzava os "strain-gages" e suas leituras eram perdidas. De modo que pouca informação pôde ser tirada dos "strain-gages" colados no concreto.

Por outro lado, os "strain-gages" colados nos estribos mostraram um comportamento bem definido. Durante toda a fase anterior ao início da fissuração, eles indicavam nenhuma ou mínima carga e, então, um pouco após a fissuração se estabelecer, os estribos experimentavam um súbito aumento de deformações e estas continuavam a crescer até que o CP atingisse a ruptura. Pode-se verificar (ver figuras 6.19 e 6.20) que, próximo à ruptura, os estribos alcançavam sua tensão de escoamento.

Infelizmente o número de estribos instrumentados foi muito pequeno, de modo que estes comentários devem ser aceitos com reservas. Contudo, uma análise do comportamento verificado sugere o seguinte: Numa primeira etapa, até o início da fissuração, as tensões de fendilhamento são suportadas quase exclusivamente pelo concreto que envolve as barras, então, surgem fissuras internas (e externas) e boa parte das tensões de fendilhamento é transmitida rapidamente para os estribos. Nas etapas finais de carga, o recobrimento se encontra de tal forma fissurado que se deve admitir que os estribos sejam os responsáveis por suportar a maior parte das tensões de fendilhamento. Semelhante comportamento foi verificado por THOMP-

SON, JIRSA, BREEN e MEINHEIDT, 1979^{6,9} que instrumentaram estribos que confinavam emendas por traspasse em vigas.

6.8.6. Geral

Algumas últimas considerações de caráter geral merecem ficar documentadas. A primeira delas diz respeito às tensões últimas de aderência observadas nos diversos CP. Para os espécimes de menor qualidade de concreto, enquanto o CP SE1515 (sem estribos e com recobrimento 15 mm) foi capaz de desenvolver tensões de aderência de apenas 3.3 N/mm^2 , o CP ME1530 (com estribos e recobrimento 30 mm) podia suportar tensões de até 5.6 N/mm^2 . Para os espécimes com maior qualidade de concreto, os correspondentes valores foram 4.6 N/mm^2 (para o CP SE3015) e 7.1 N/mm^2 (para o CP ME3030).

Como pode ser visto, as tensões últimas de aderência praticamente dobram quando estribos são previstos e aumenta-se o recobrimento, e não há dúvidas que maiores aumentos no recobrimento e na percentagem de estribos fariam crescer ainda um pouco mais estes valores. Estes resultados demonstram dramaticamente o efeito favorável que aumentos no recobrimento e na percentagem de estribos podem trazer para a aderência. E, embora os pesquisadores que se destinam a este estudo possam divergir em alguns pontos menores, esta conclusão geral é invariavelmente estabelecida.

Portanto parece extremamente indicado que se processem modificações nas presentes normas de concreto armado, de forma a incluir também estes fatores ao se avaliar as tensões últimas de aderência ou para se determinar os comprimentos de ancoragem. As últimas publicações do CEB e do ACI deixam antever que suas normas correspondentes, em breve, terão adendos considerando estes fatores. Algumas poucas normas européias, como a BBK 79 (Suécia), já os têm incluídos em seu texto, e existe uma proposta de norma americana (ACI 408) que também leva em consideração recobrimento e armadura transversal.

Fórmulas simples poderiam permitir a inclusão destes

fatores com um mínimo de complicação adicional ao mesmo tempo que possibilitariam o dimensionamento de ancoragens mais seguras, realistas e econômicas.

Alguns exemplos de fórmulas que pretendem determinar a tensão última de aderência são as propostas por ORANGUN, JIRSA e BREEN, 1977⁵² e KEMP e WILHELM, 1979³⁶ e cujas expressões são as seguintes:

ORANGUN, JIRSA e BREEN:

$$\tau_{brup} = \frac{\sqrt{f_c}}{12} \left| 1.2 + 3 \frac{c}{\phi} + \frac{50}{l_b/\phi} + \frac{A_{st} \cdot f_{yt}}{S_t \cdot \phi} \right| \quad (6.2)$$

N, mm

KEMP e WILHELM:

$$\tau_{brup} = \frac{\sqrt{f_c}}{12} \left| 6.57 + 2.9 \frac{c}{\phi} \right| + 0.19 \frac{A_{st} \cdot f_{yt}}{S_t \cdot \phi} \quad (6.3)$$

Como pode ser visto, embora difiram em alguns aspectos as fórmulas são bastante similares e, conforme foi verificado pelo autor, conduzem a resultados semelhantes. A fórmula proposta por ORANGUN, JIRSA e BREEN leva em consideração a resistência à tração do concreto (expressa como um múltiplo da $\sqrt{f_c}$), o recobrimento relativo (em número de diâmetros, sendo o menor valor entre recobrimento lateral, recobrimento inferior e 1/2 espaçamento entre as barras), o comprimento de ancoragem relativo (em número de diâmetros) e a percentagem e resistência dos estribos (cuja contribuição é assumida proporcional à qualidade do concreto). Eles vão mais além e determinam valores limites para a contribuição que recobrimento e estribos podem oferecer. Assim, o recobrimento relativo (c/ϕ) é assumido no máximo igual a 3 e o termo correspondente aos estribos ($A_{st} \cdot f_{yt}/S_t \cdot \phi$) não deve ultrapassar 2.5.

A fórmula proposta por KEMP e WILHELM considera a resistência à tração do concreto, o recobrimento relativo e a percentagem e resistência dos estribos (cuja contribuição é

assumida independente da qualidade do concreto). Provavelmente, KEMP e WILHELM determinaram a expressão de sua fórmula para valores usuais de comprimento de ancoragem, assumindo que dentro desta faixa eles não alterariam as tensões de aderência e colocando seu efeito nas constantes.

A tabela a seguir mostra os resultados de tensões de aderência obtidos neste programa experimental, os resultados calculados a partir das fórmulas mencionadas e a diferença percentual entre estes dois valores para cada caso.

TABELA 6.5. Valores experimentais e valores previstos pelas fórmulas da literatura para as tensões últimas de aderência. Unidades: N, mm.

Corpo de prova	Variáveis			Ensaio τ_{brup}	Eq. 6.2		Eq. 6.3	
	f_c	A_{st}	c		τ_{brup}	Dif.%	τ_{brup}	Dif.%
SE1515	17.5	0	15	3.3	3.1	-6	3.2	-3
SE3015	29.5	0	15	4.6	4.1	-11	4.2	-10
SE1530	17.5	0	30	3.8	4.1	8	4.2	10
SE3030	29.5	0	30	5.4	5.4	0	5.4	0
SE1545	17.5	0	45	7.0	5.1	-27	5.1	-37
FA1515	17.5	10.8	15	4.4	3.6	-18	4.1	-7
ME1515	17.5	19.6	15	5.1	4.0	-22	4.8	-6
ME3015	29.5	19.6	15	6.5	5.2	-20	5.8	-12
ME1530	17.5	19.6	30	5.6	5.0	-11	5.8	3
ME3030	29.5	19.6	30	7.1	6.5	-8	7.0	-1
FO1515	17.5	29.2	15	5.7	4.4	-23	5.6	-2

• Variáveis dos ensaios:

Resistência à compressão $f_c = 17.5$ ou 29.5

Recobrimento $c = 15$ a 45

Área de estribos $A_{st} = 0$ a 29.2

Obs.: A_{st} é a área de uma perna do estribo.

• Constantes dos ensaios:

Largura do CP	$b = 150$
Altura do CP	$h = 300$
Diâmetro da barra	$\phi = 16.0$
Comprimento de ancoragem	$l_b = 160$
Espaçamento dos estribos	$S_t = 80$
Resistência dos estribos	$f_{yt} = 550$

A não ser para os CP com recobrimento 45 mm, que, conforme foi explicado, possuíam detalhes que lhe conferiam uma ancoragem excepcionalmente boa, os valores calculados se aproximam muito dos valores experimentais. Geralmente as tensões de aderência desenvolvidas nos ensaios foram um pouco superiores àquelas previstas pelas fórmulas. A explicação para isto talvez resida no fato que a resistência à tração apresentada pelos CP (tanto para aqueles com resistência à compressão de 15 N/mm^2 como de 30 N/mm^2) foi um pouco superior aquela que seria de se esperar para concretos com a resistência à compressão mencionada (e que é a assumida nas fórmulas, uma vez que a resistência a tração é considerada de forma indireta, como um múltiplo da $\sqrt{f_c}$).

A tabela anterior mostra que especialmente a fórmula de KEMP e WILHELM (eq. 6.3) prevê valores muito próximos aos verificados experimentalmente. Contudo, isto não significa que esta fórmula seja mais precisa que a outra, apenas ela se ajusta melhor ao caso particular destes ensaios. A fórmula de ORANGUN, JIRSA e BREEN foi gerada a partir de um número muito grande de ensaios (ensaios com vigas, ensaios de extremo de viga e ensaios com emendas) e merece toda a confiança. Ela tem uma aplicação geral e prevê valores razoáveis dentro de um grande intervalo de variação (ou seja, para recobrimentos pequenos ou grandes, concretos de menor ou maior qualidade, maior ou menor interação com o cisalhamento, presença ou não de estribos, etc.). Significativo é o fato de estas fórmulas servirem tanto para o caso de dimensionamento de ancora-

gens como para o dimensionamento de emendas por traspasse, pois isto indica que as mesmas variáveis controlam os dois problemas.

6.9. Conclusão da 2^a etapa de ensaios

1. Aumento do recobrimento, da percentagem de estribos e da qualidade do concreto invariavelmente conduziram a uma resistência última de aderência maior. Este aspecto tem sido frequentemente ressaltado pelos pesquisadores, de forma que muitas normas que não consideram o efeito do recobrimento e da percentagem de armadura transversal deveriam passar por urgente revisão.

2. Aumento do recobrimento provocou um aumento percentual na resistência de ancoragem maior nos CP sem estribos que naqueles reforçados com estribos. Para o caso de CP com maior ou menor resistência do concreto, este aumento percentual foi praticamente o mesmo.

3. O aumento absoluto que a presença de estribos trouxe para a resistência de ancoragem foi essencialmente o mesmo, independente da qualidade do concreto e do recobrimento que o CP possuía.

4. Aumento da qualidade do concreto provocou um aumento percentual na resistência de ancoragem maior nos CP sem estribos que naqueles reforçados com estribos. Para o caso de CP com maior ou menor recobrimento, este aumento percentual foi praticamente o mesmo.

5. O recobrimento alterou o modo de ruptura dos CP. Aqueles com pequenos recobrimentos romperam apresentando a típica fissura longitudinal de fendilhamento. Nos CP com maior recobrimento a fissura de fendilhamento não era tão típica e sugeria sensível interação com o cisalhamento.

6. A presença ou não de estribos também alterou o modo de ruptura. Aqueles CP sem estribos rompiam de forma brusca e pouco após o início da fissuração. Os CP com estribos mostraram uma ruptura menos brusca e que ocorria somente mui-

tos estágios de carga após o início da fissuração.

7. A análise de uns poucos CP instrumentados com "strain-gages" sugere que as tensões de fendilhamento são suportadas quase exclusivamente pelo concreto que envolve as barras até que a fissuração se inicie. Então estas tensões são rapidamente transmitidas para os estribos que se tornam os responsáveis por suportar parcelas cada vez maiores das tensões de fendilhamento até que a ruptura se processe.

8. Os resultados de tensões de aderência destes ensaios foram confrontados com os previstos por algumas fórmulas da literatura. Um ajuste bastante bom foi verificado e fórmulas deste tipo, acompanhadas de adequados fatores de segurança, poderiam ser incluídas nas normas de concreto armado e, sem dúvida, possibilitariam o dimensionamento de ancoragens mais seguras, realistas e econômicas.

7. CONCLUSÕES FINAIS

1. Em ambas as etapas deste programa experimental os valores de escorregamentos e tensões de aderência foram compatíveis com aqueles esperados nos tipos de ensaios executados. Ou seja, com respeito a aderência, nenhuma anormalidade foi observada nos materiais utilizados e que são típicos de nosso Estado.

2. A medição da área relativa de nervuras mostrou ser um modo simples e eficiente de se avaliar as qualidades de aderência das barras nervuradas.

3. As barras ensaiadas de $\phi 6.3$ e 8.0 mm mostraram um comportamento de aderência bastante inferior aquele observado para as barras de 16.0 mm. Isto é atribuído ao fato destes diâmetros mais finos, antes de serem entregues aos consumidores, passarem por um processo de retificação o qual diminui suas alturas de nervura e conseqüentemente suas qualidades de aderência.

4. Na segunda etapa de ensaios pôde-se observar sensível melhora na resistência da ancoragem sempre que foi aumentado o recobrimento, a percentagem de estribos ou a qualidade do concreto. Os resultados foram confrontados com fórmulas da literatura e observou-se um ajuste bastante bom. Todas as normas de concreto armado deveriam considerar recobrimento e percentagem de estribos no dimensionamento das ancoragens. Isto poderia ser feito através de restrições que ligassem estes fatores às tensões de aderência admissível ou utilizando-se fórmulas semelhantes às mencionadas.

5. O aumento do recobrimento provocou um aumento percentual na resistência da ancoragem maior nos CP sem estribos que naqueles reforçados com estribos. Para o caso de CP com maior ou menor qualidade do concreto, este aumento percentual foi praticamente o mesmo.

6. O aumento absoluto que a presença de estribos trouxe para a resistência de ancoragem foi essencialmente o mesmo, independente da qualidade do concreto e do recobrimento que o CP possuísse.

7. O aumento da qualidade do concreto provocou um aumento percentual na resistência de ancoragem maior nos CP sem estribos que naqueles reforçados com estribos. Para o caso de CP com maior ou menor recobrimento, este aumento percentual foi praticamente o mesmo.

ANEXO I (ver 5.7)

CURVAS CARACTERÍSTICAS PARA OS CP DA
1^a ETAPA DE ENSAIOS

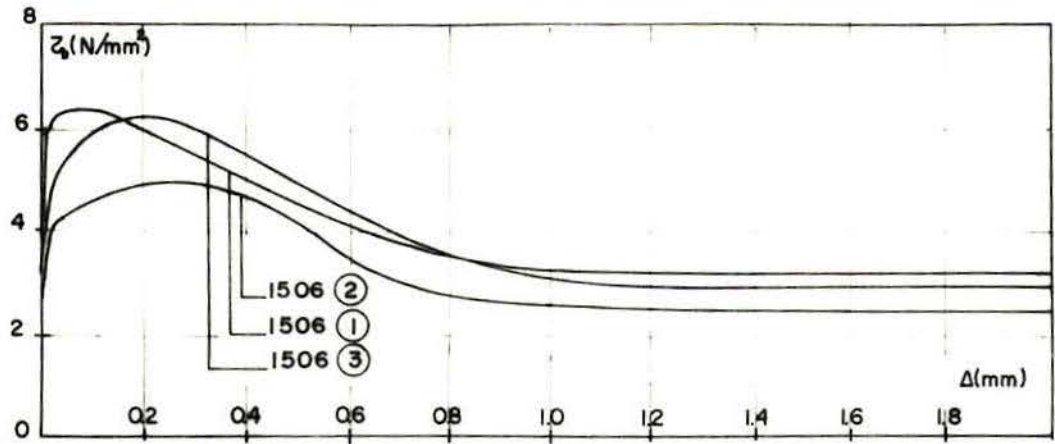


FIGURA A I.1: Curvas características para os CP 1506. $l_b = 5\phi$; $\alpha_{sb} = 0.043$

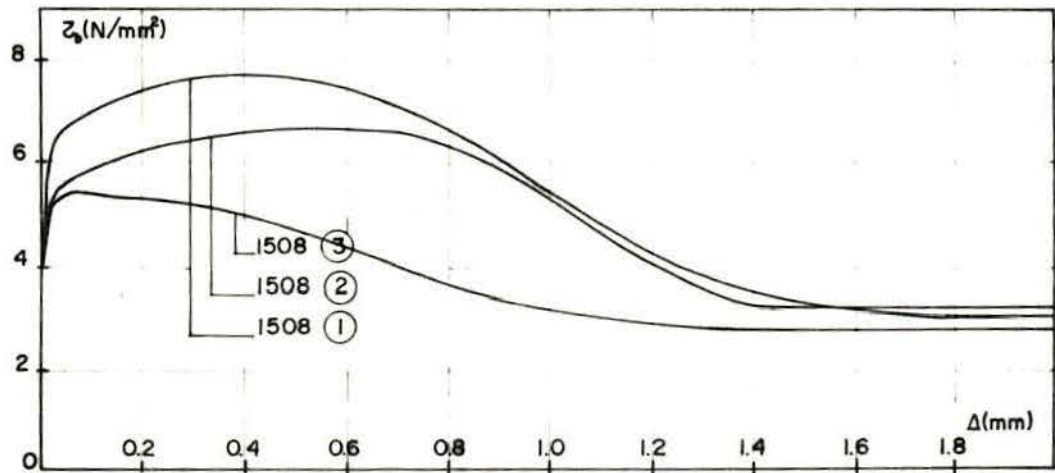


FIGURA A I.2: Curvas características para os CP 1508. $l_b = 5\phi$; $\alpha_{sb} = 0.044$

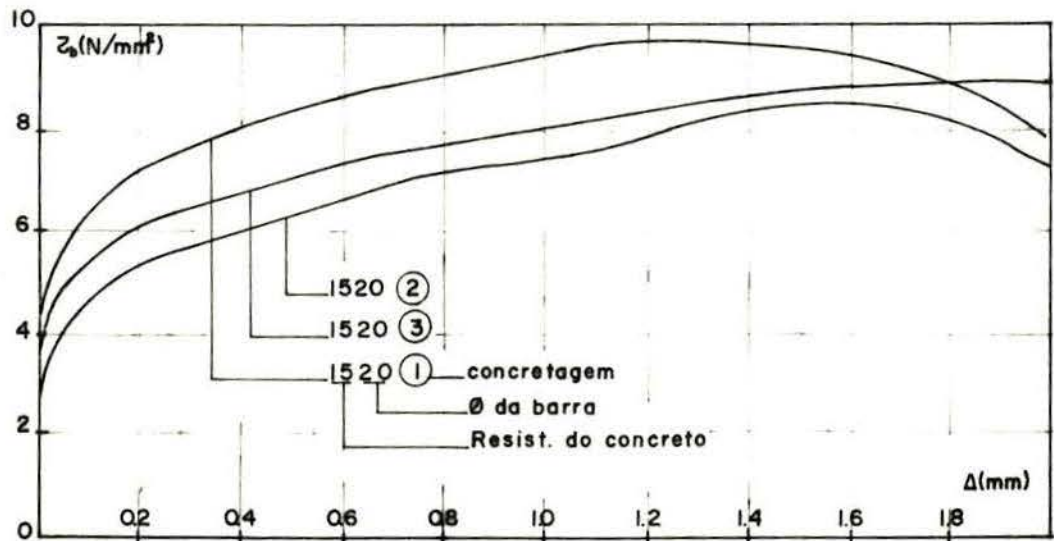


FIGURA A I.3: Curvas características para os CP 1520. $l_b = 5\phi$; $\alpha_{sb} = 0.052$

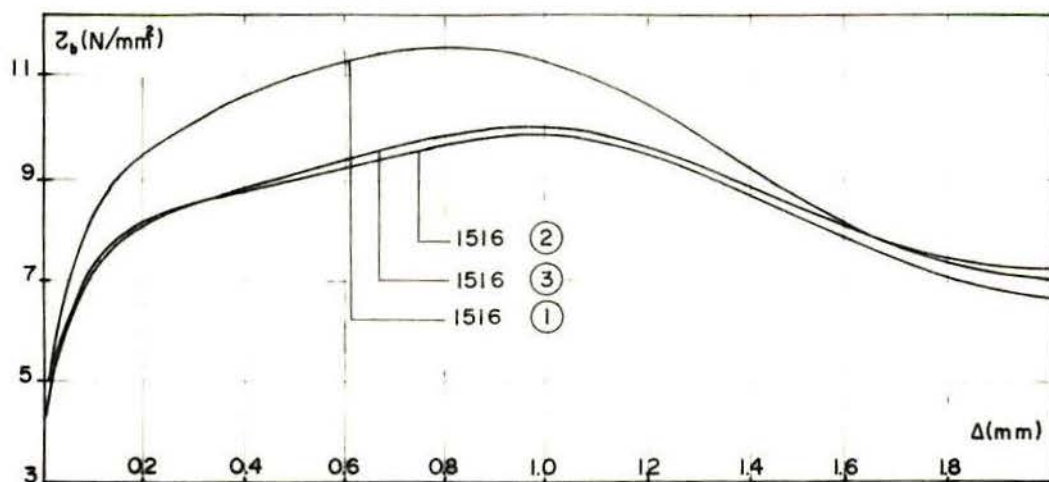


FIGURA A I.4: Curvas características para os CP 1516. $l_b = 5\phi$; $\alpha_{sb} = 0.050$.

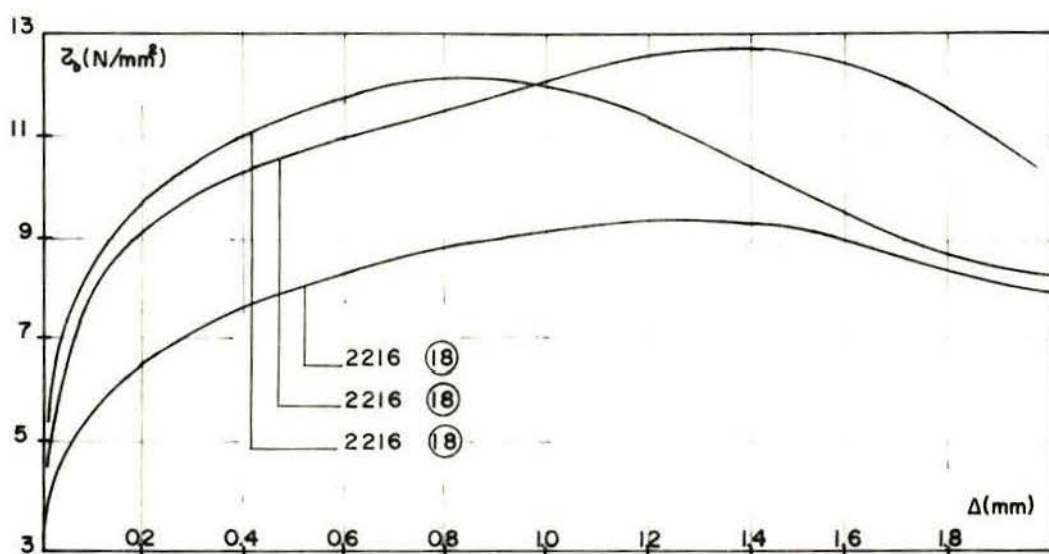


FIGURA A I.5: Curvas características para os CP 2216. $l_b = 5\phi$; $\alpha_{sb} = 0.050$

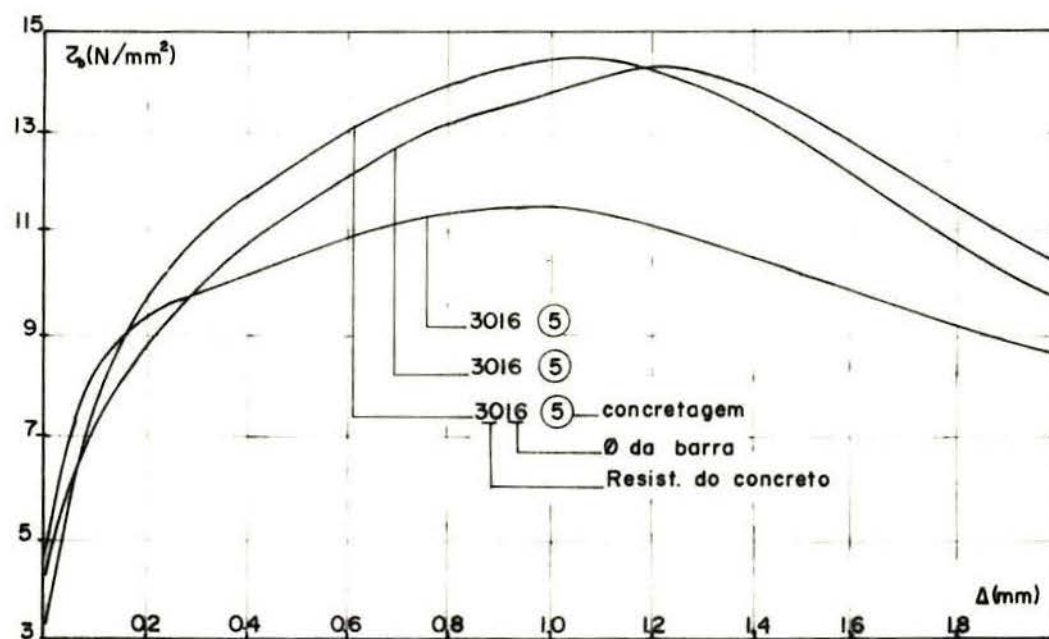



FIGURA A I.6: Curvas características para os CP 3016. $l_b = 5\phi$; $\alpha_{sb} = 0.050$

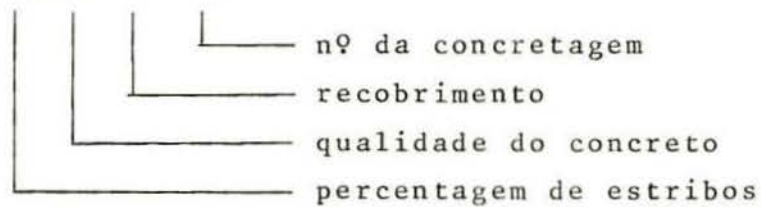
ANEXO II (ver 6.6)

FISSURAÇÃO OBSERVADA NOS CP DA
2ª ETAPA DE ENSAIOS

Código das figuras:

- Fissuras surgidas no ensaio principal
- Fissuras surgidas no ensaio complementar
-  Indica lascas de concreto que se desprenderam
- EC Ensaio complementar

CP AA 99 99 9



ESCOLA DE ENGENHARIA
BIBLIOTECA

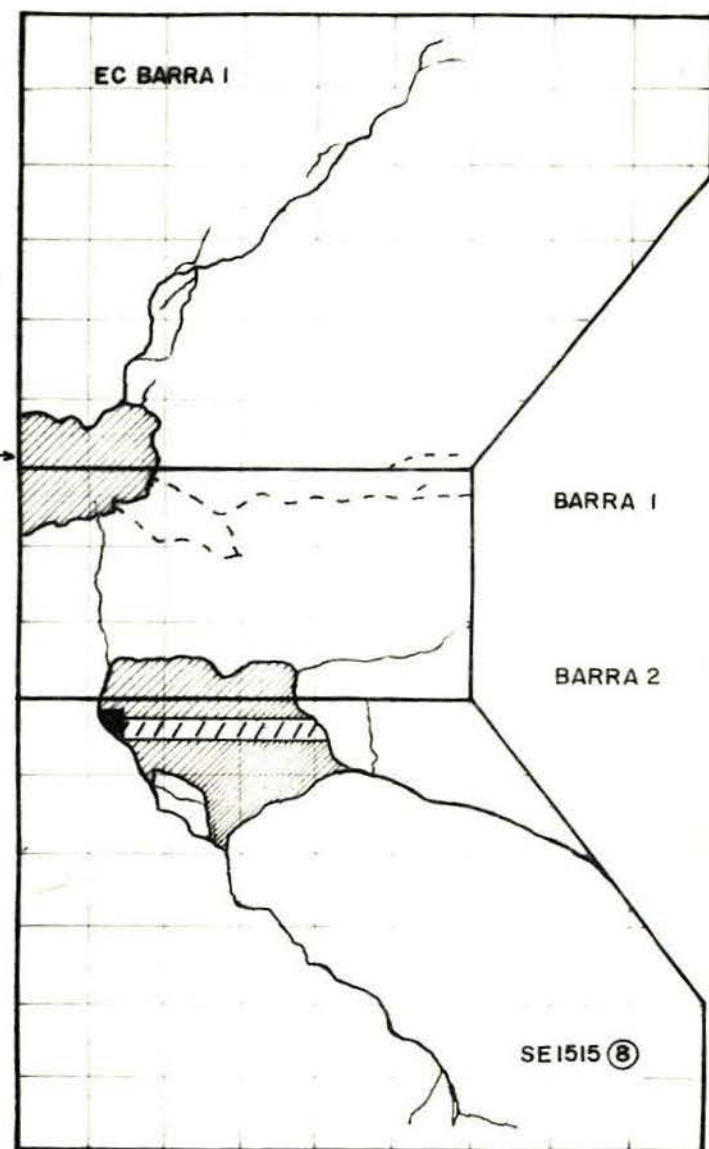
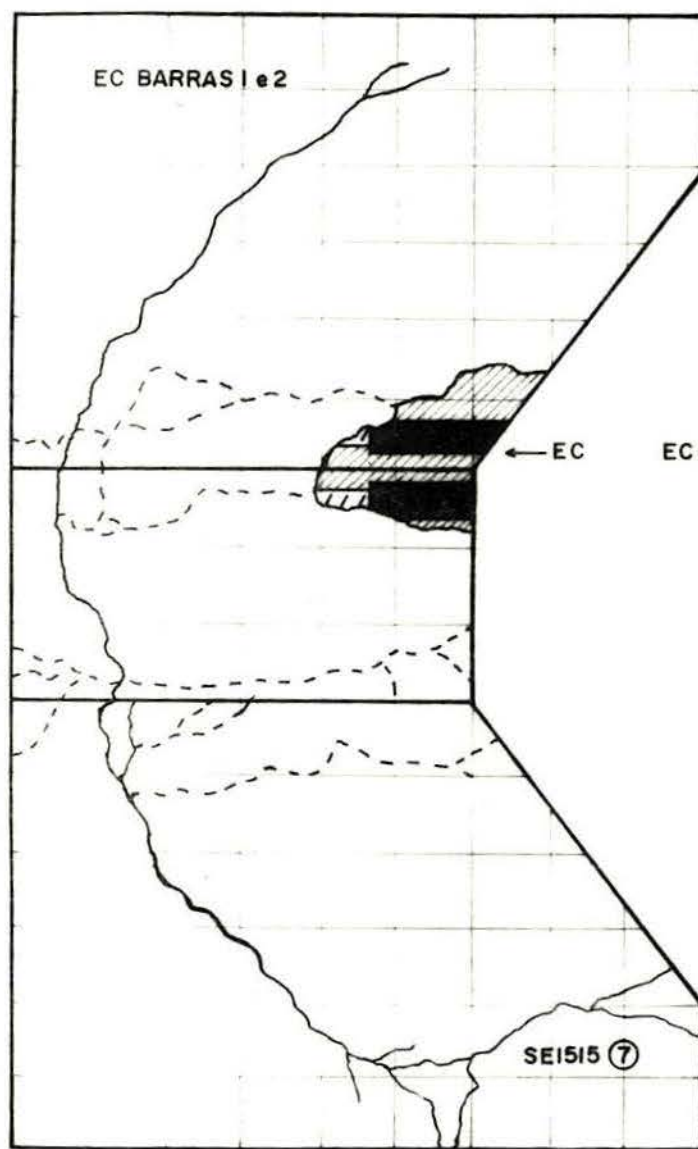
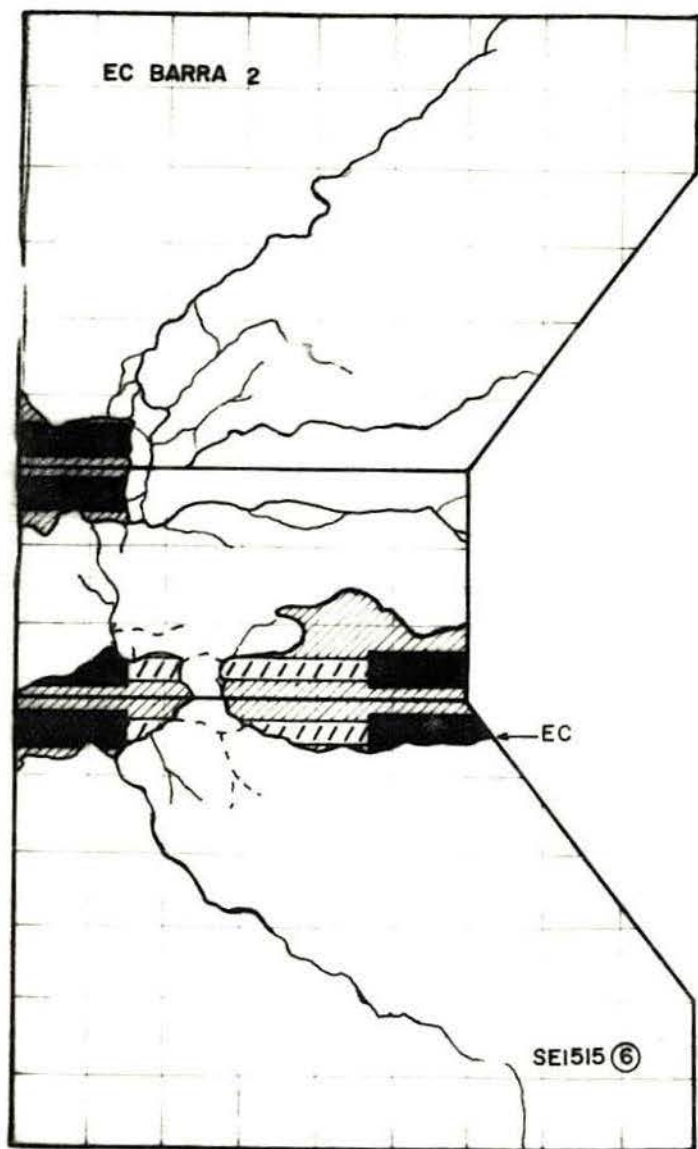


FIGURA A II.1: Fissuração dos CP SE1515

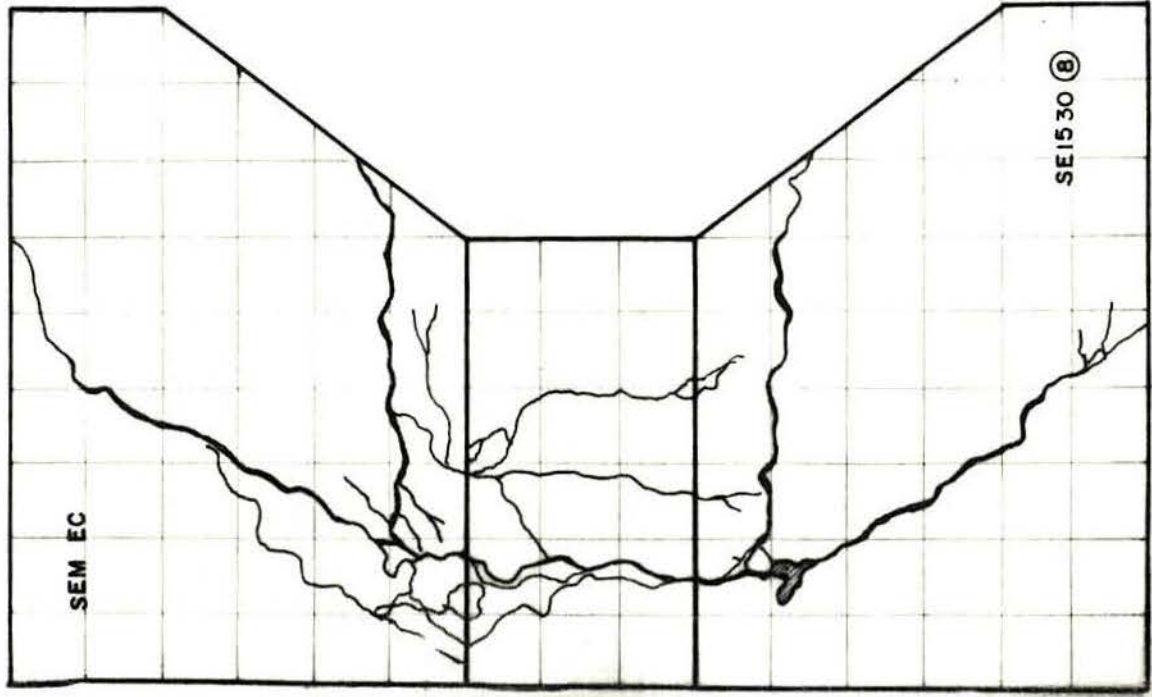
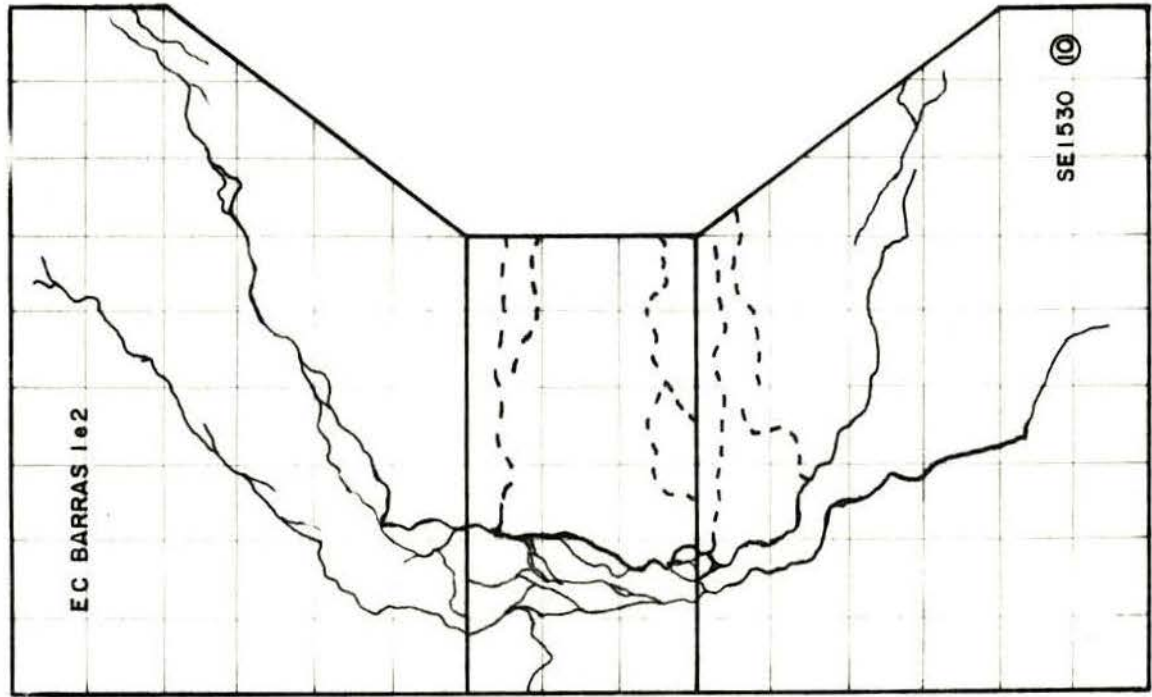
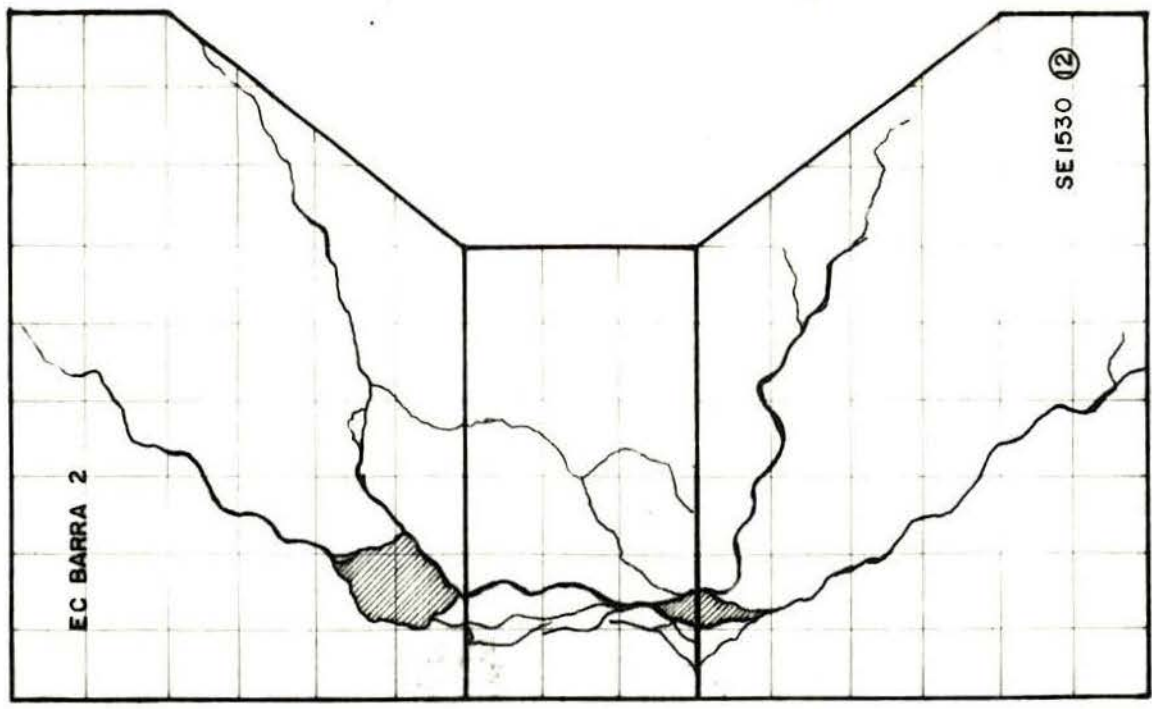


FIGURA A II.2: Fissuração dos CP SE1530

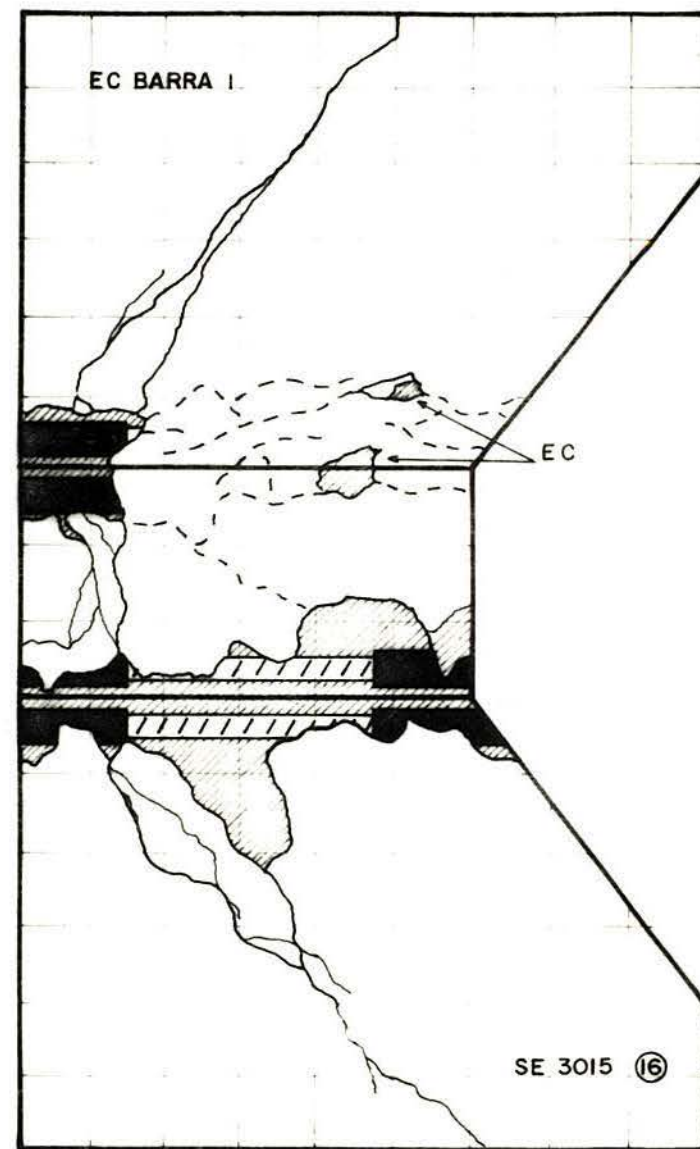
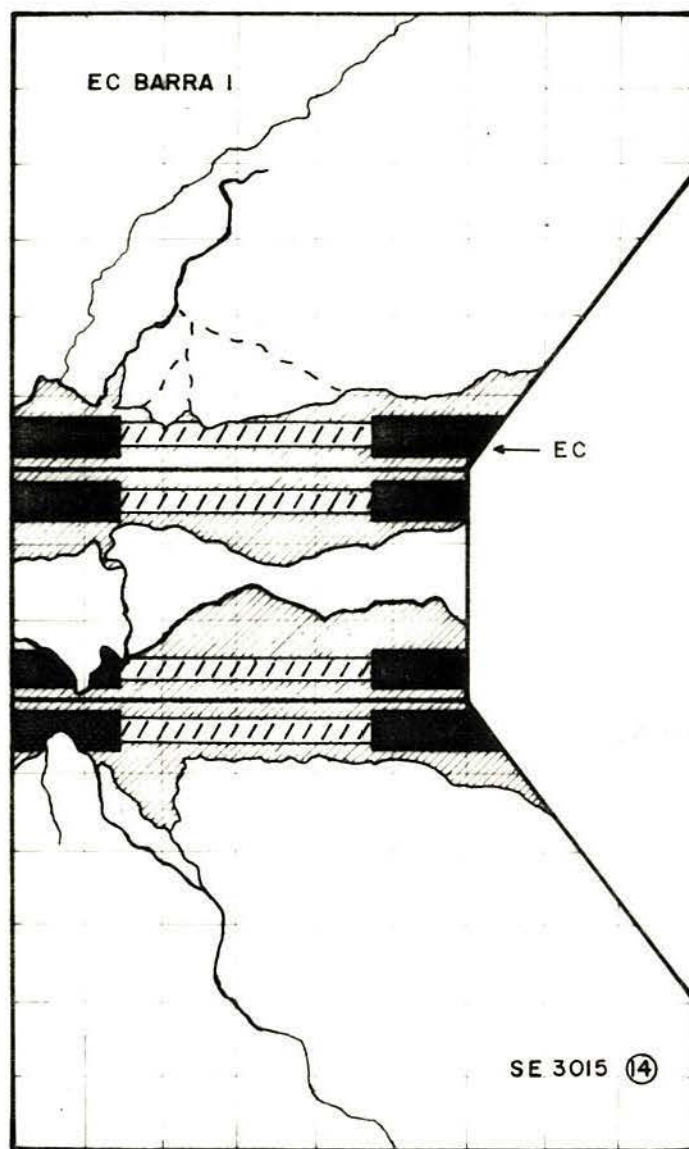
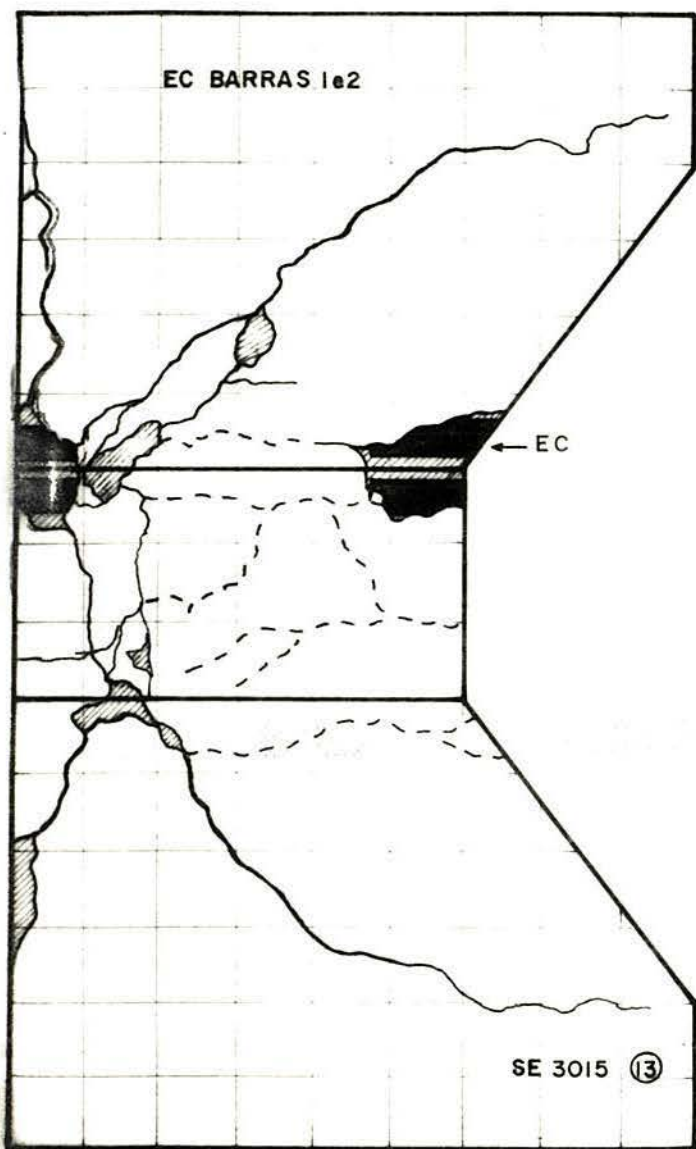


FIGURA A II.3: Fissuração dos CP SE 3015

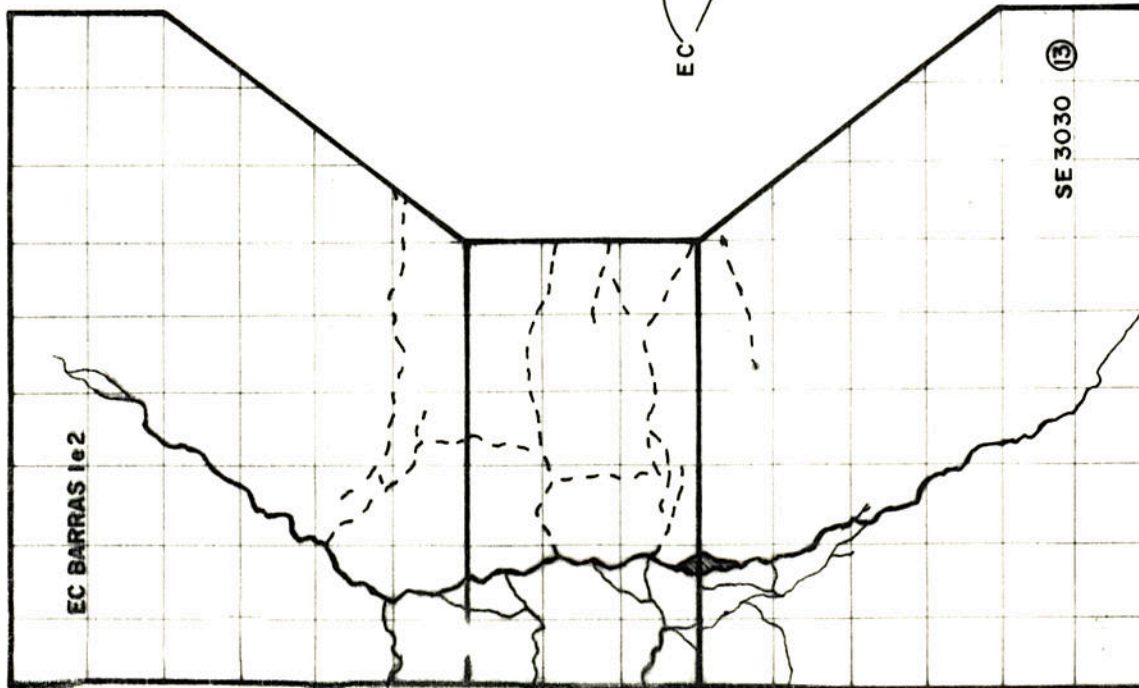
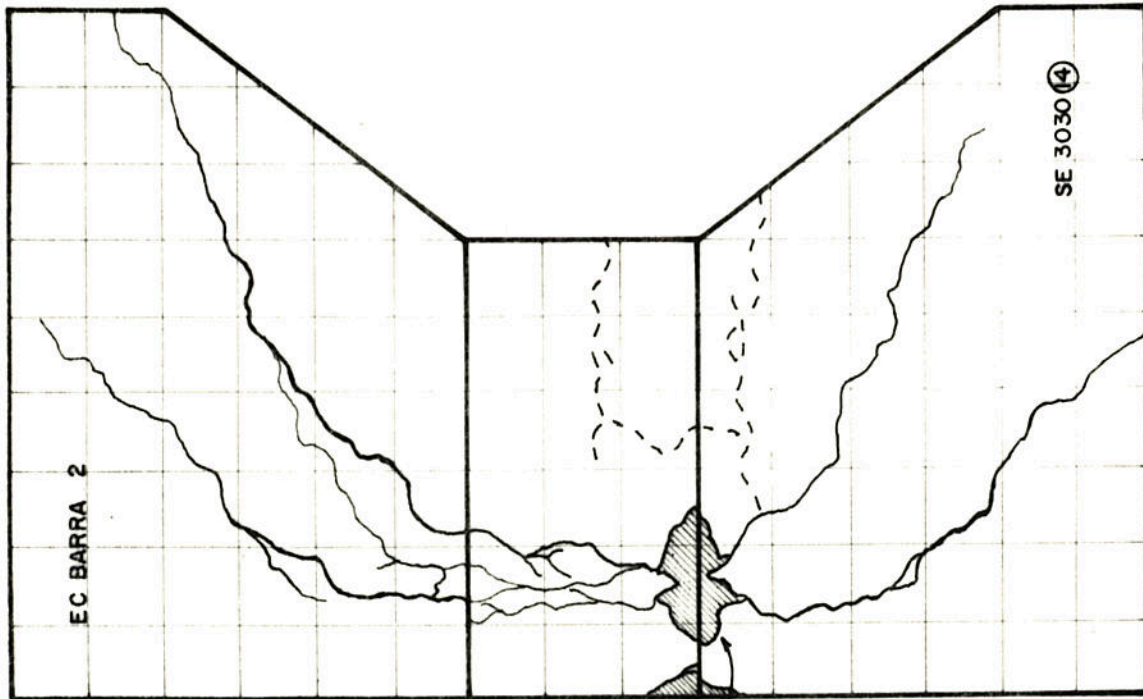
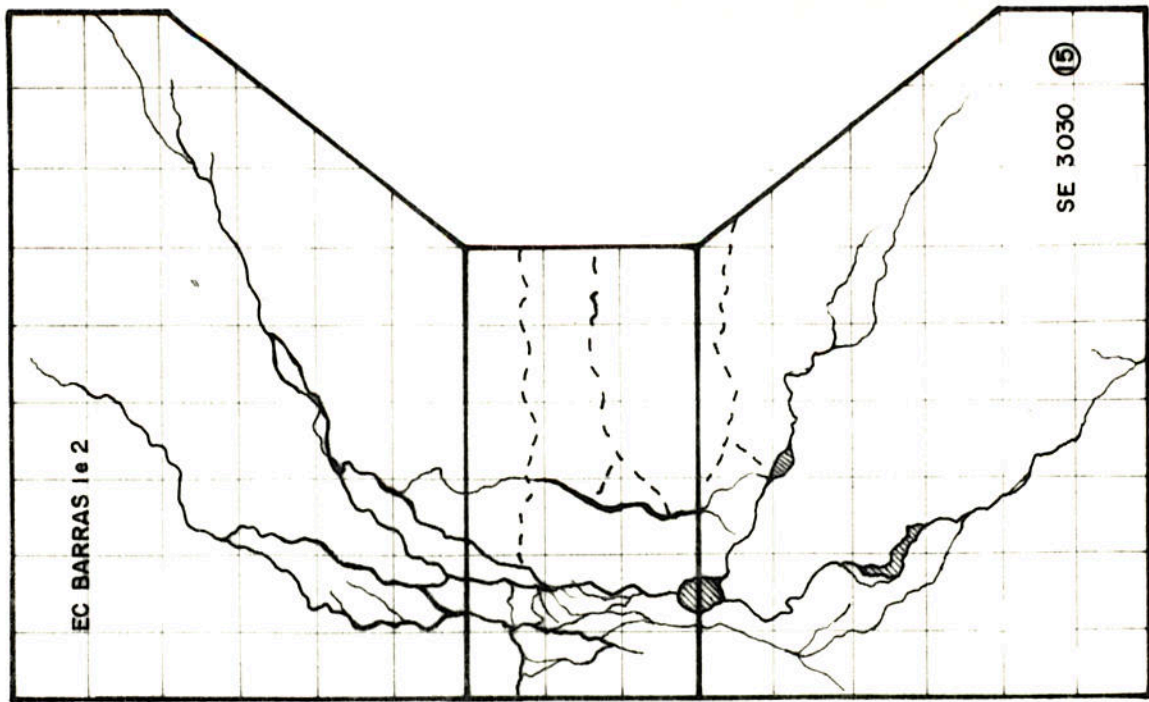


FIGURA A II. 4: Fissuração dos CP SE 3030

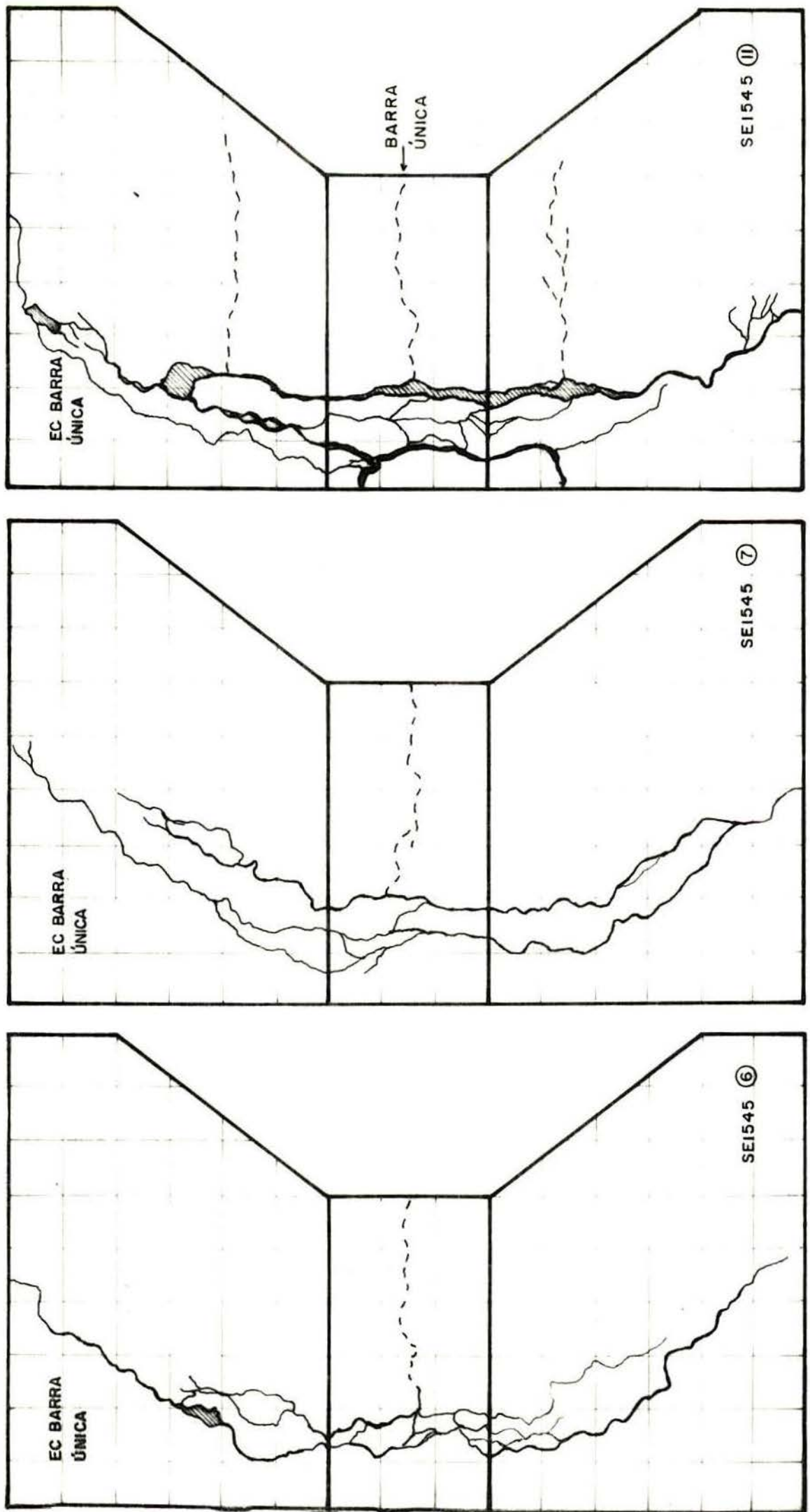


FIGURA A II.5: Fissuração dos CP SEI545

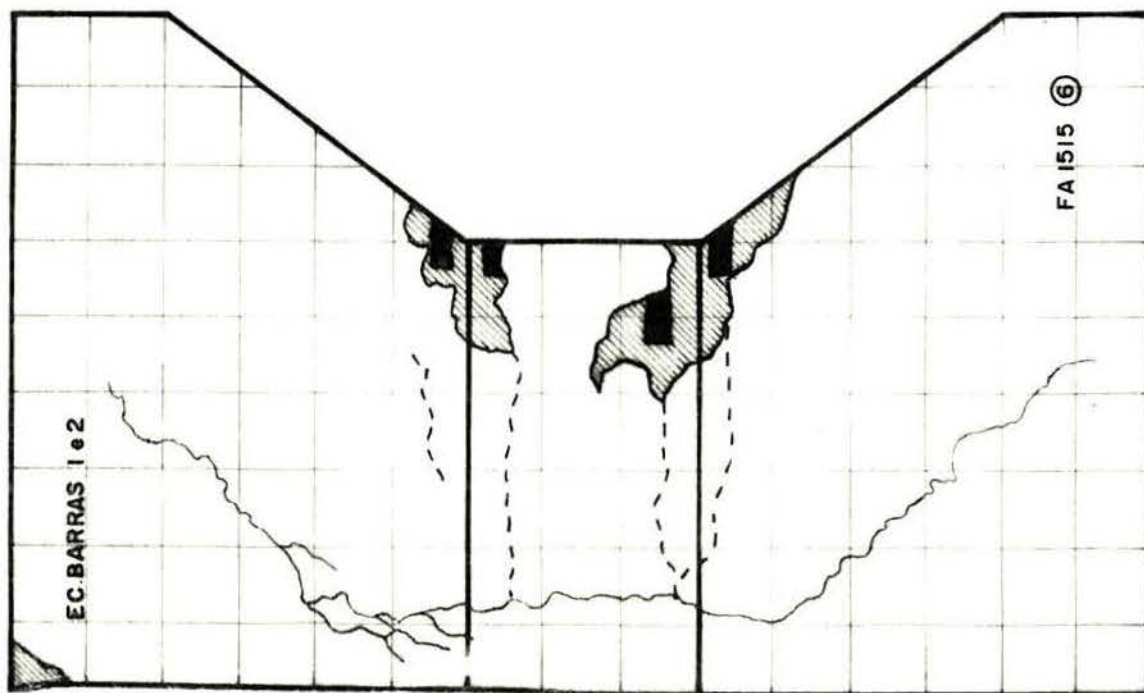
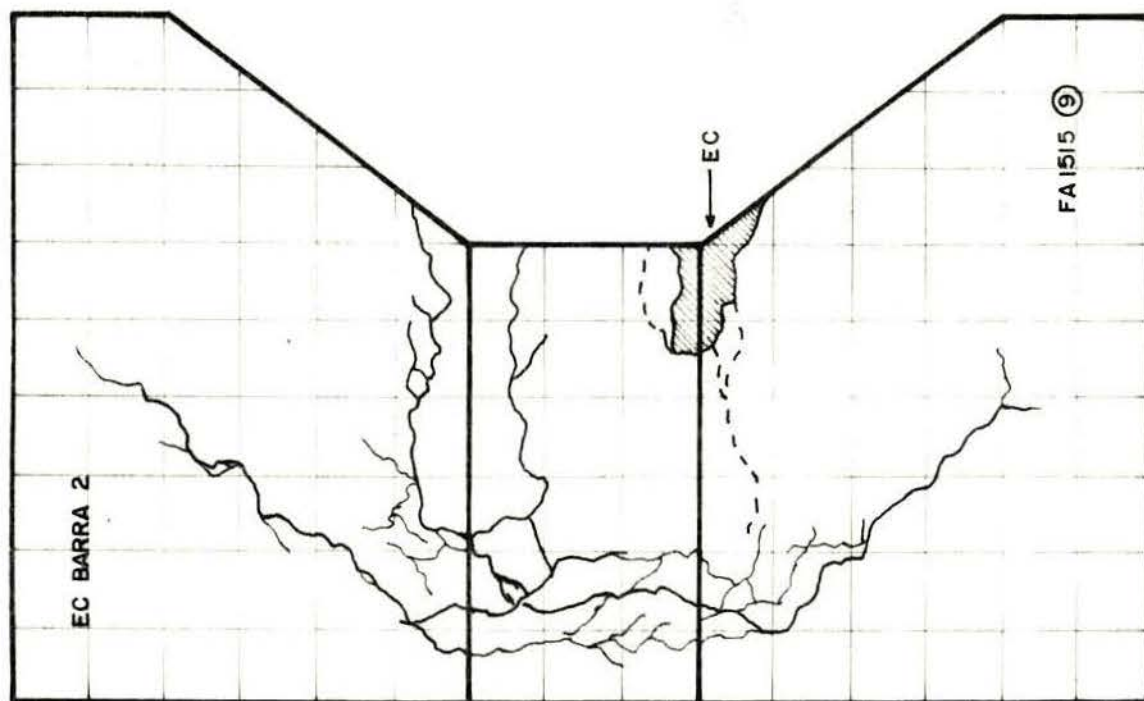
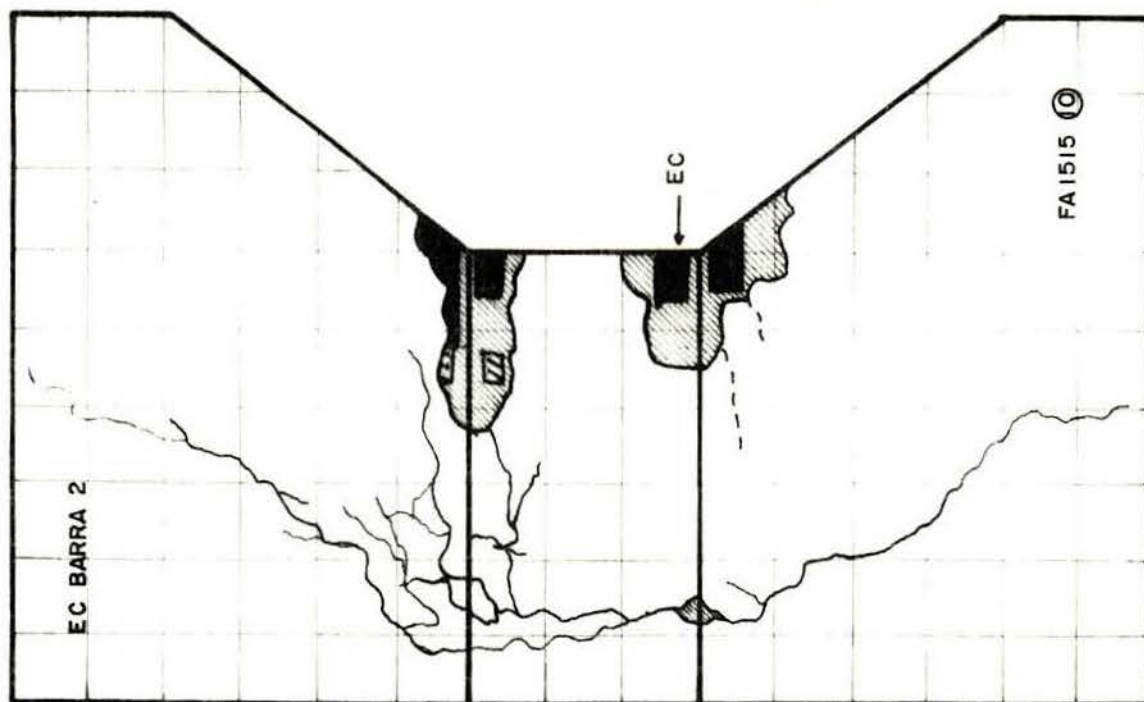


FIGURA A II. 6: Fissuração dos CP FA1515

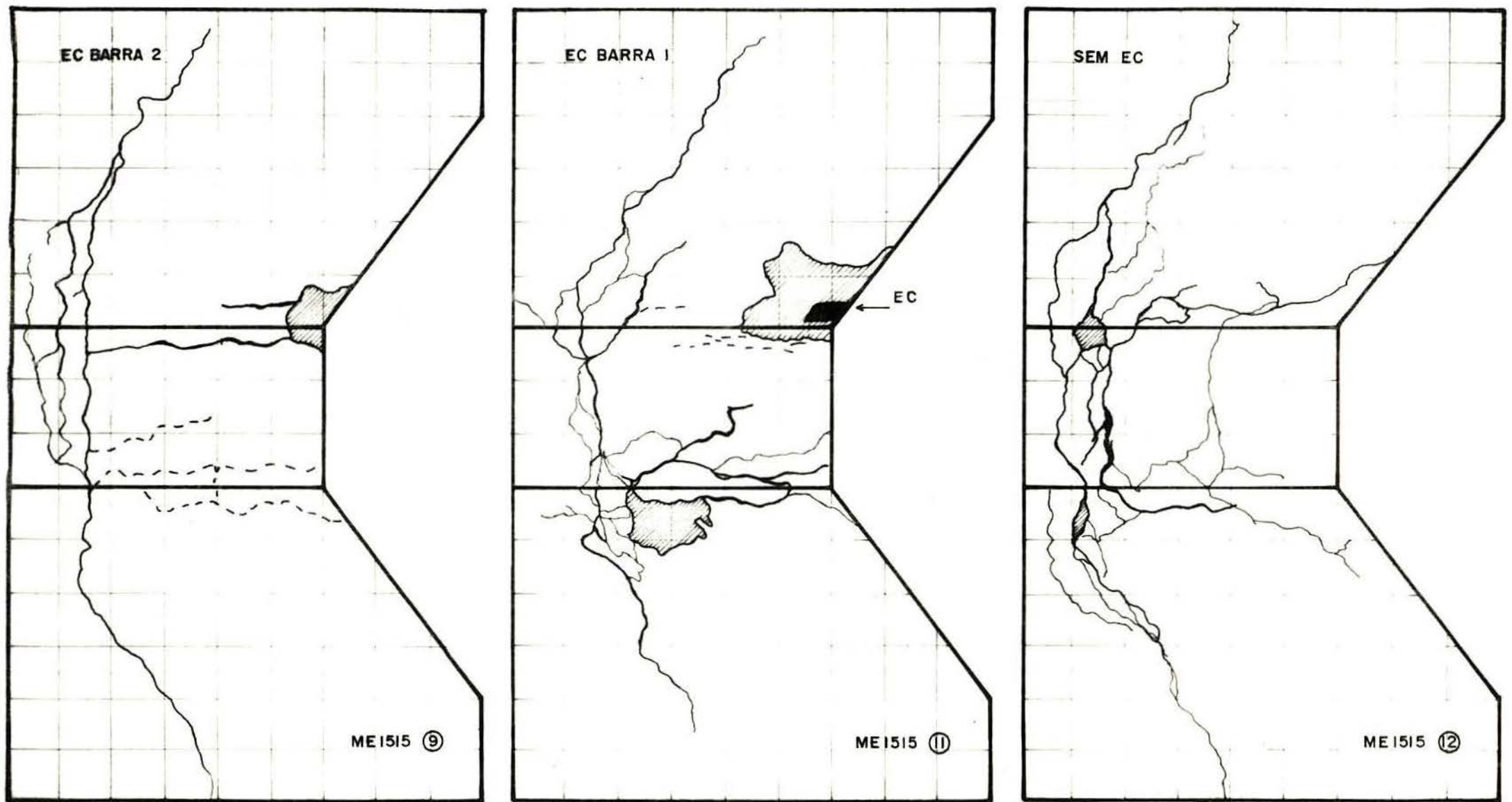


FIGURA A II.7: Fissuração dos CP ME1515

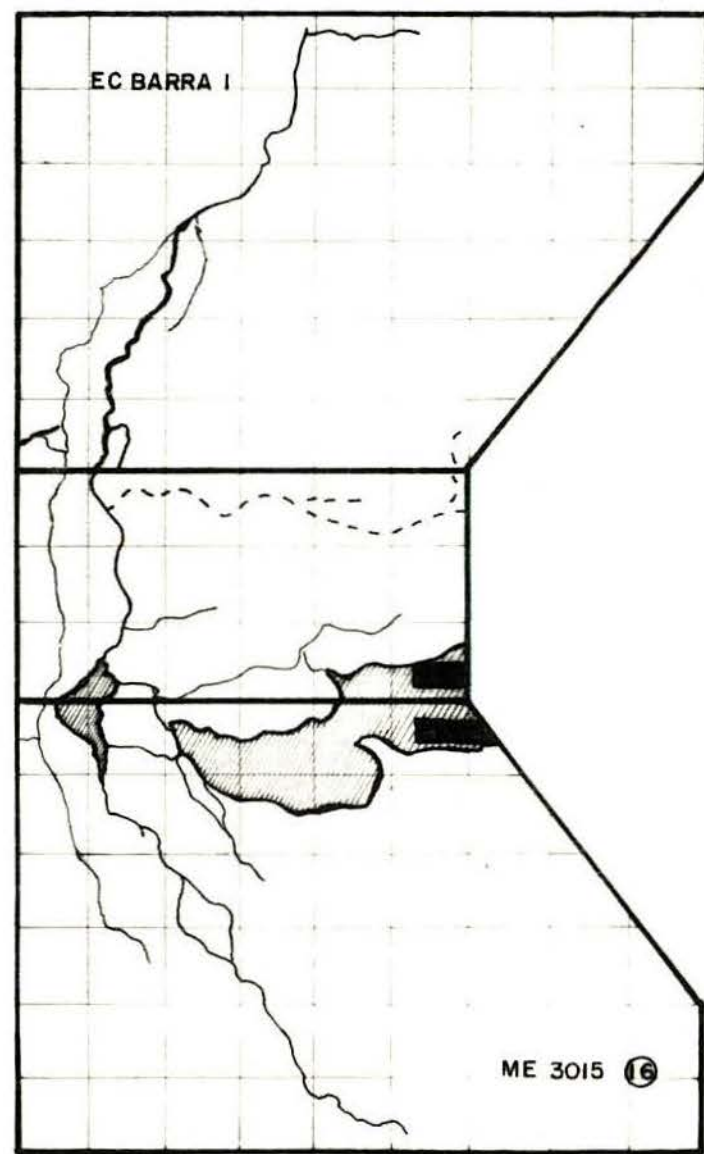
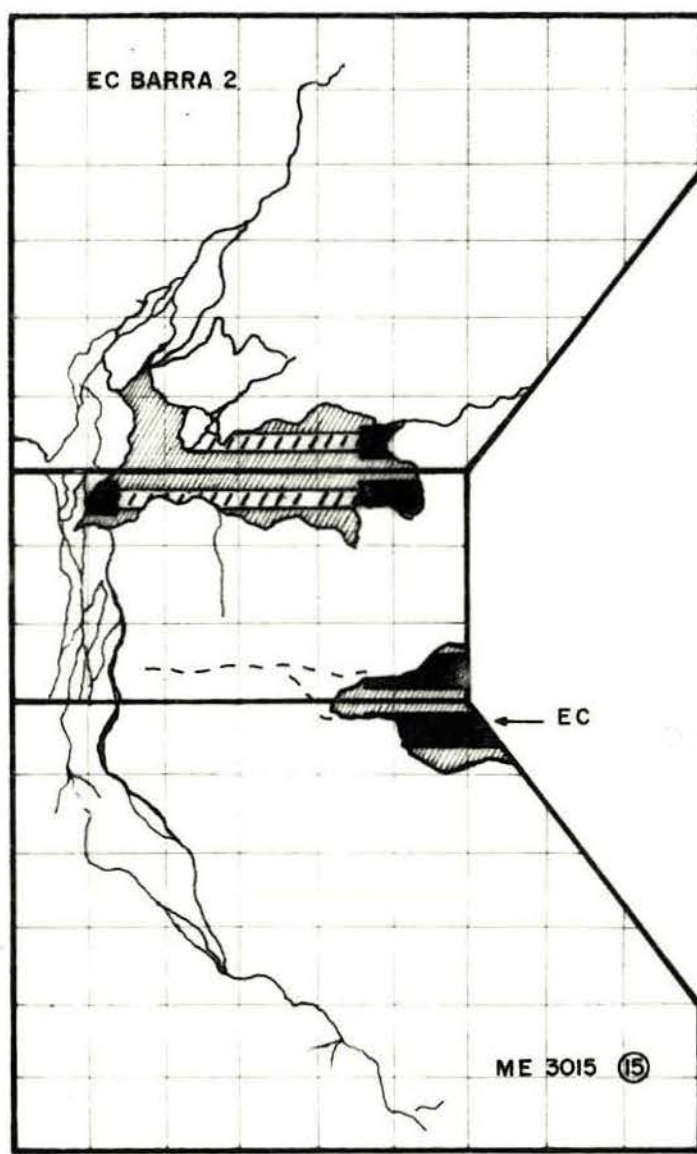
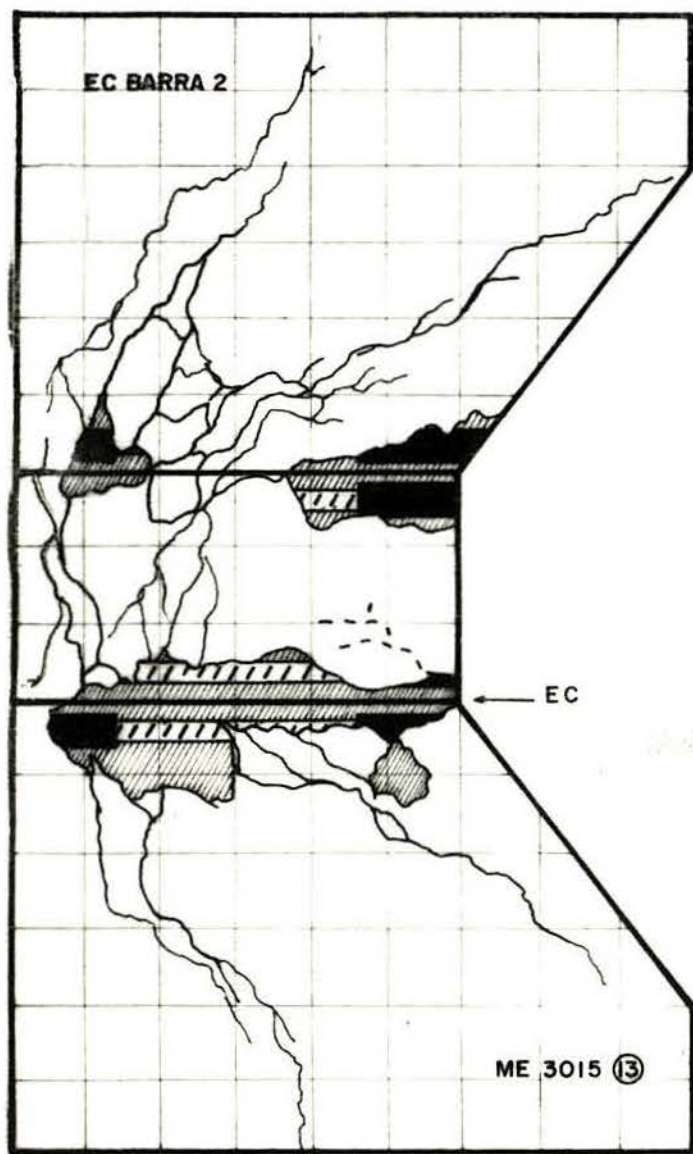


FIGURA A II.8: Fissuração dos CP ME 3015

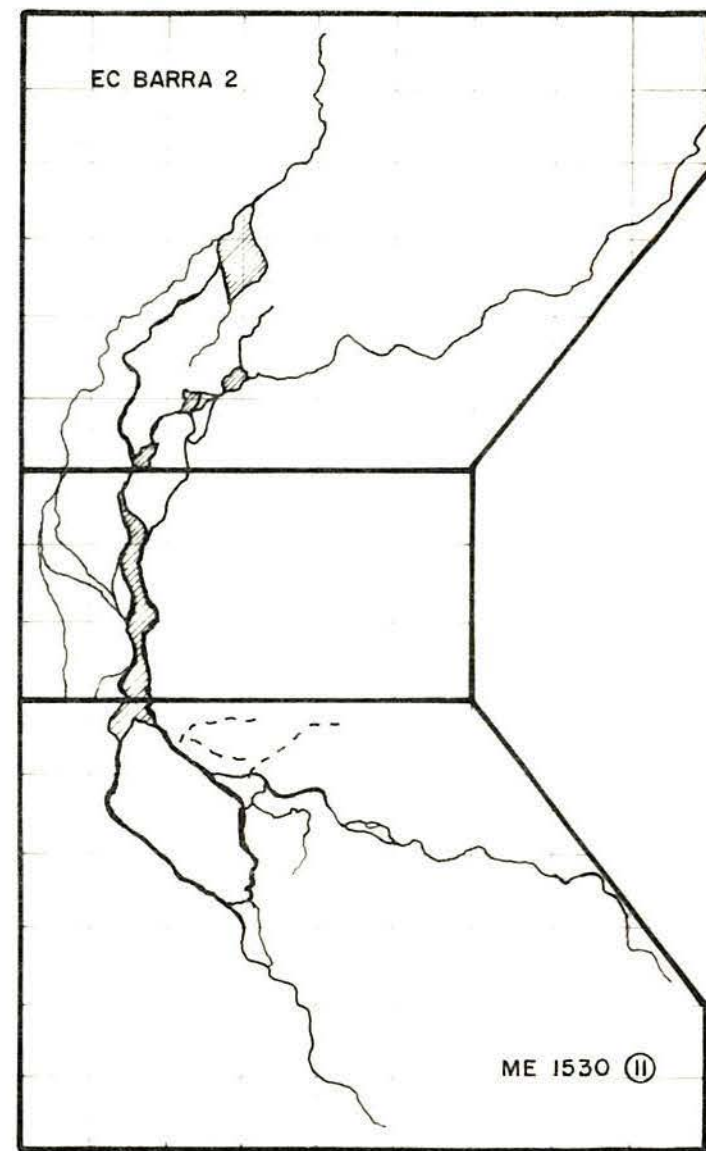
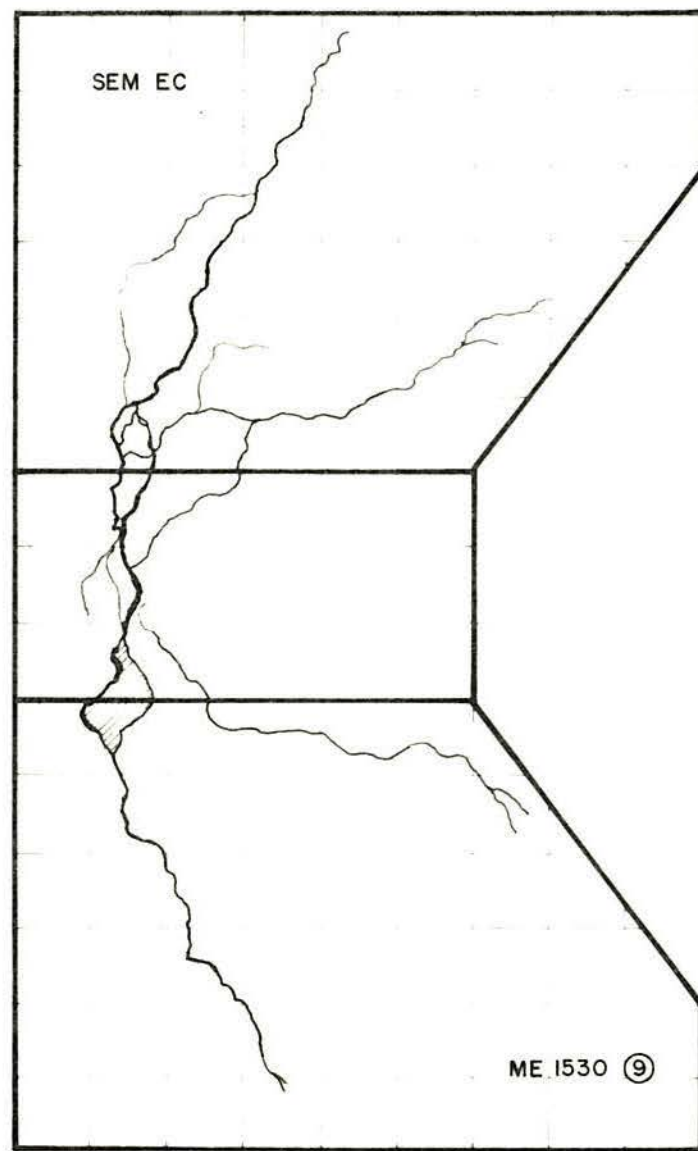
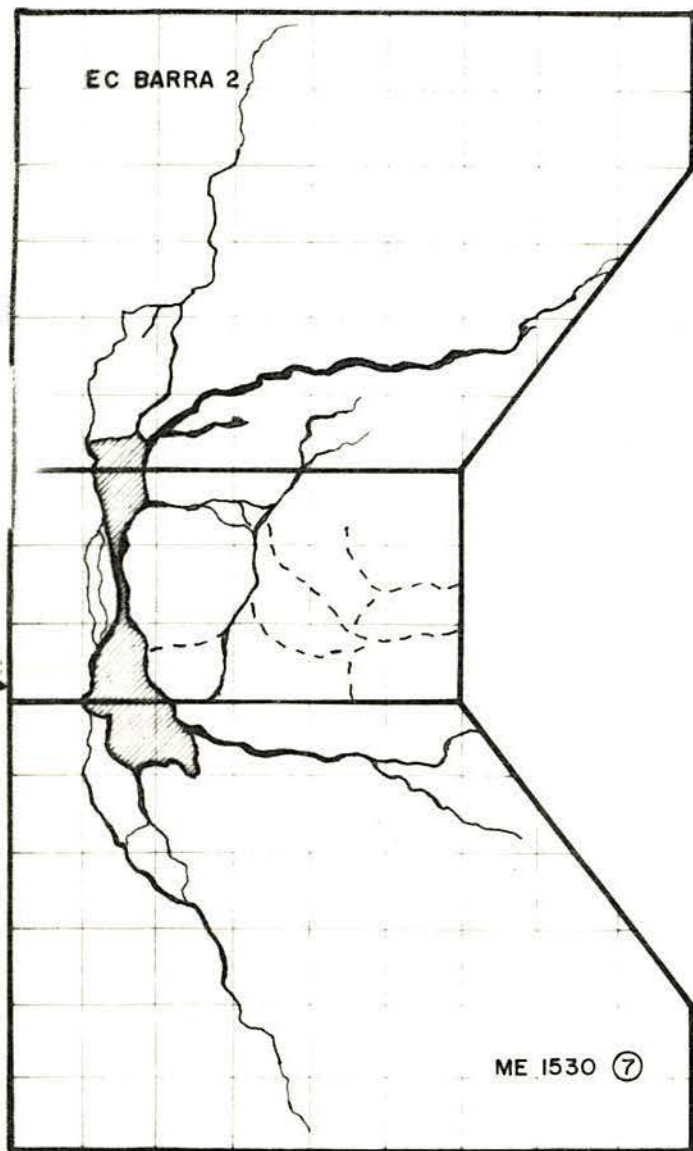


FIGURA A II. 9: Fissuração dos CP ME1530

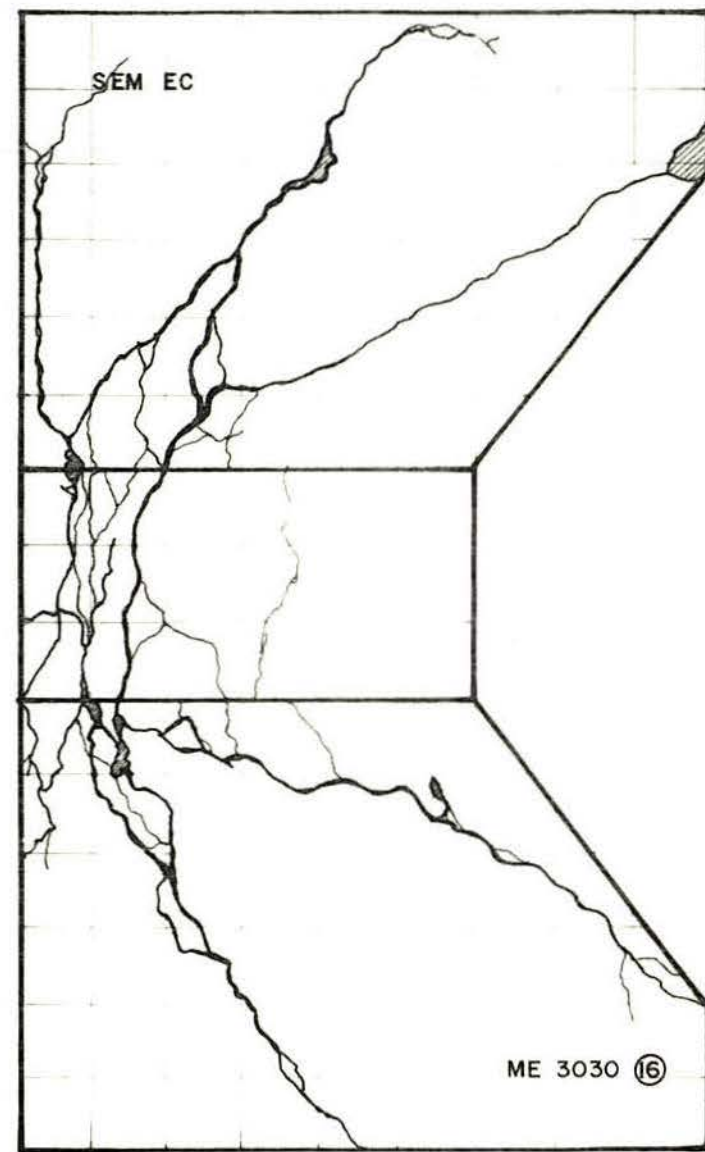
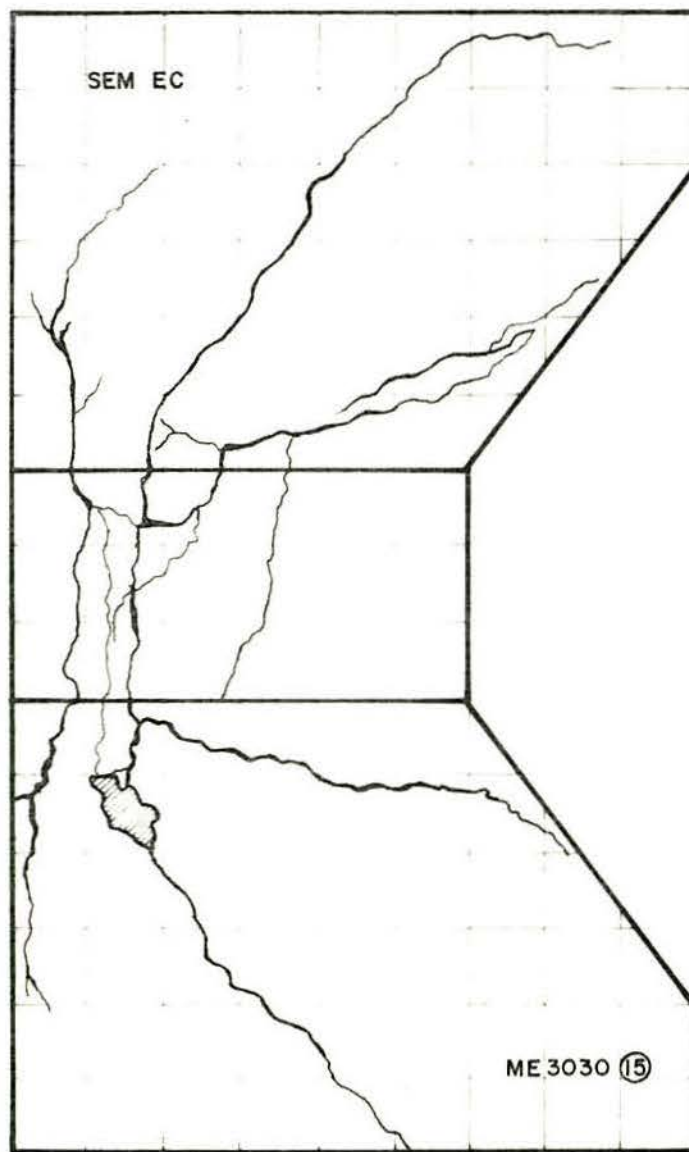
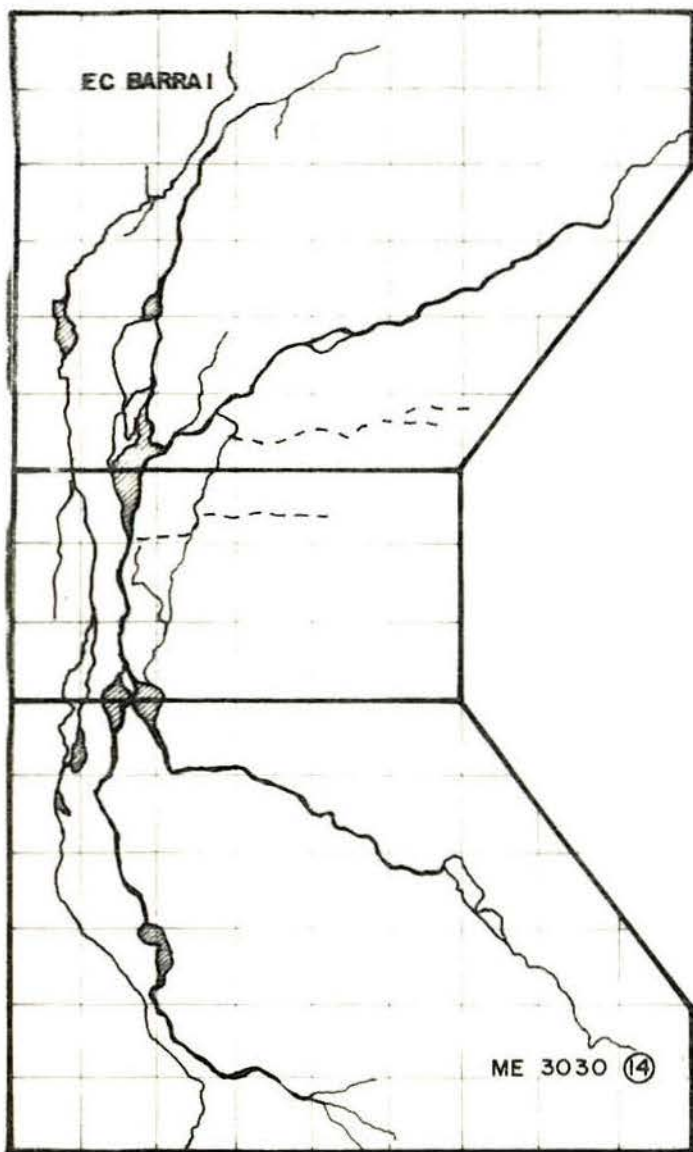


FIGURA A II.10: Fissuração dos CP ME3030

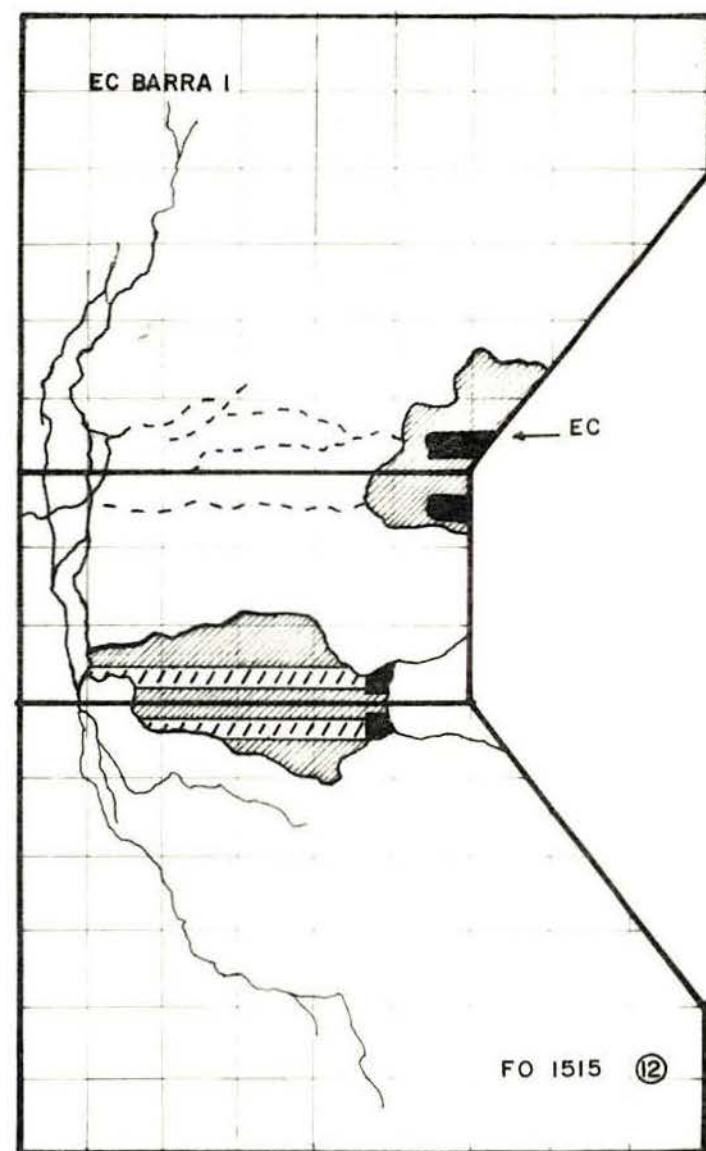
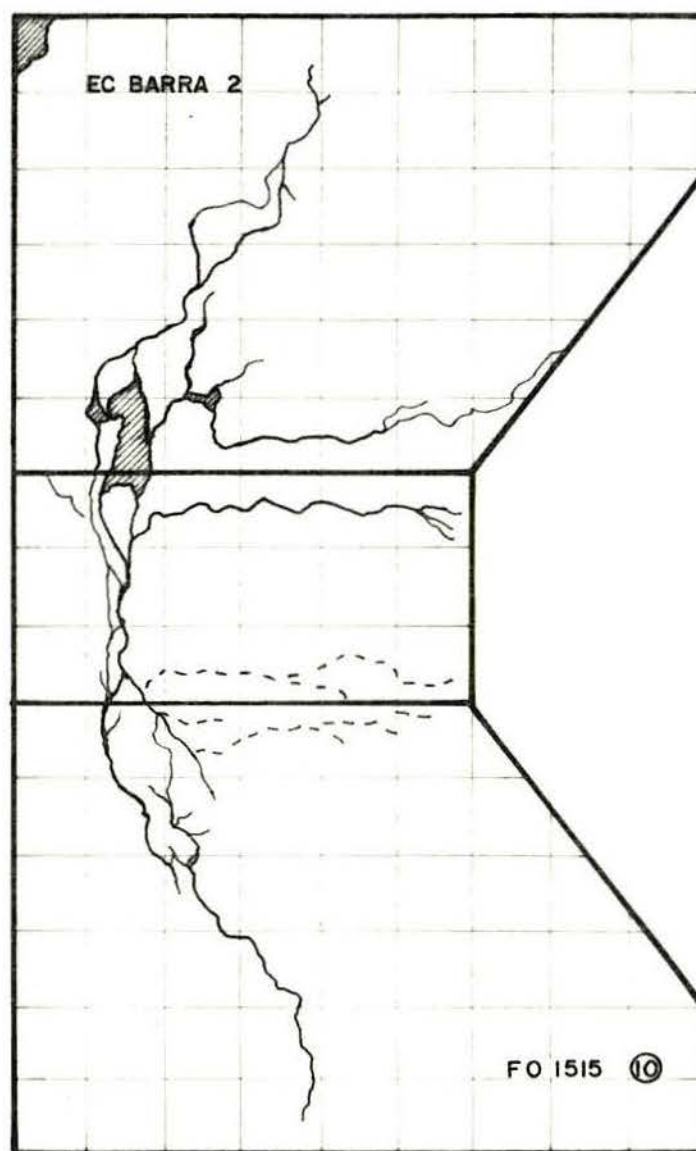
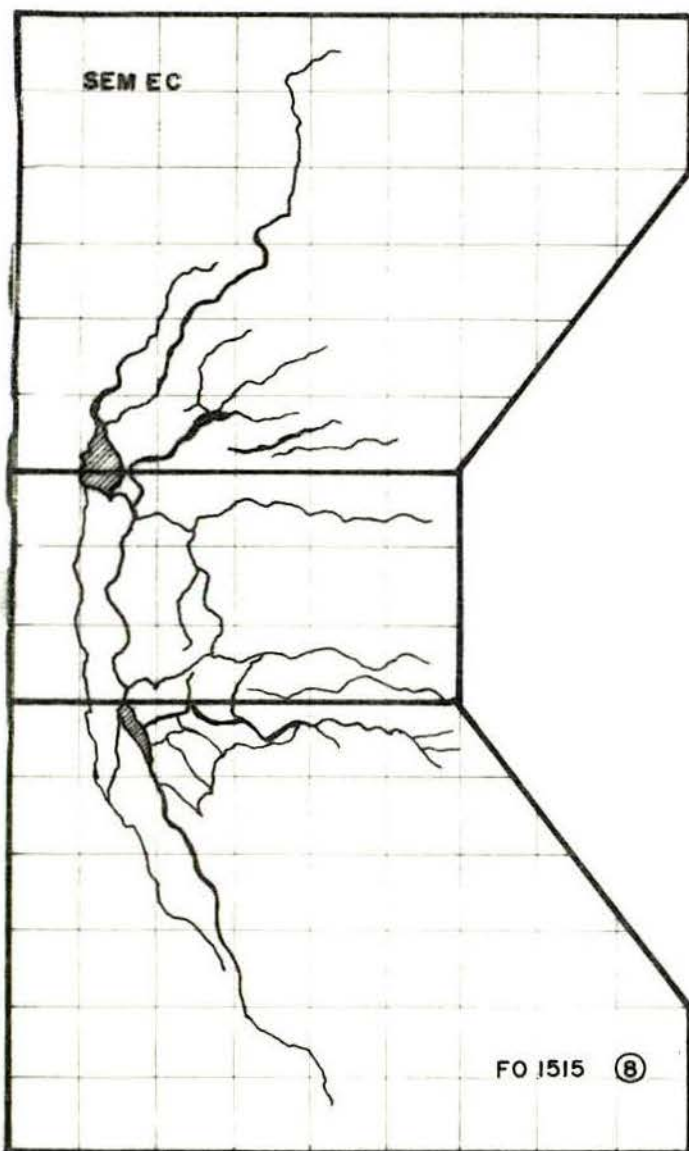


FIGURA A II.11: Fissuração dos CP FO1515

ANEXO III (ver 6.7)

CURVAS CARACTERÍSTICAS PARA OS CP DA
2^a ETAPA DE ENSAIO

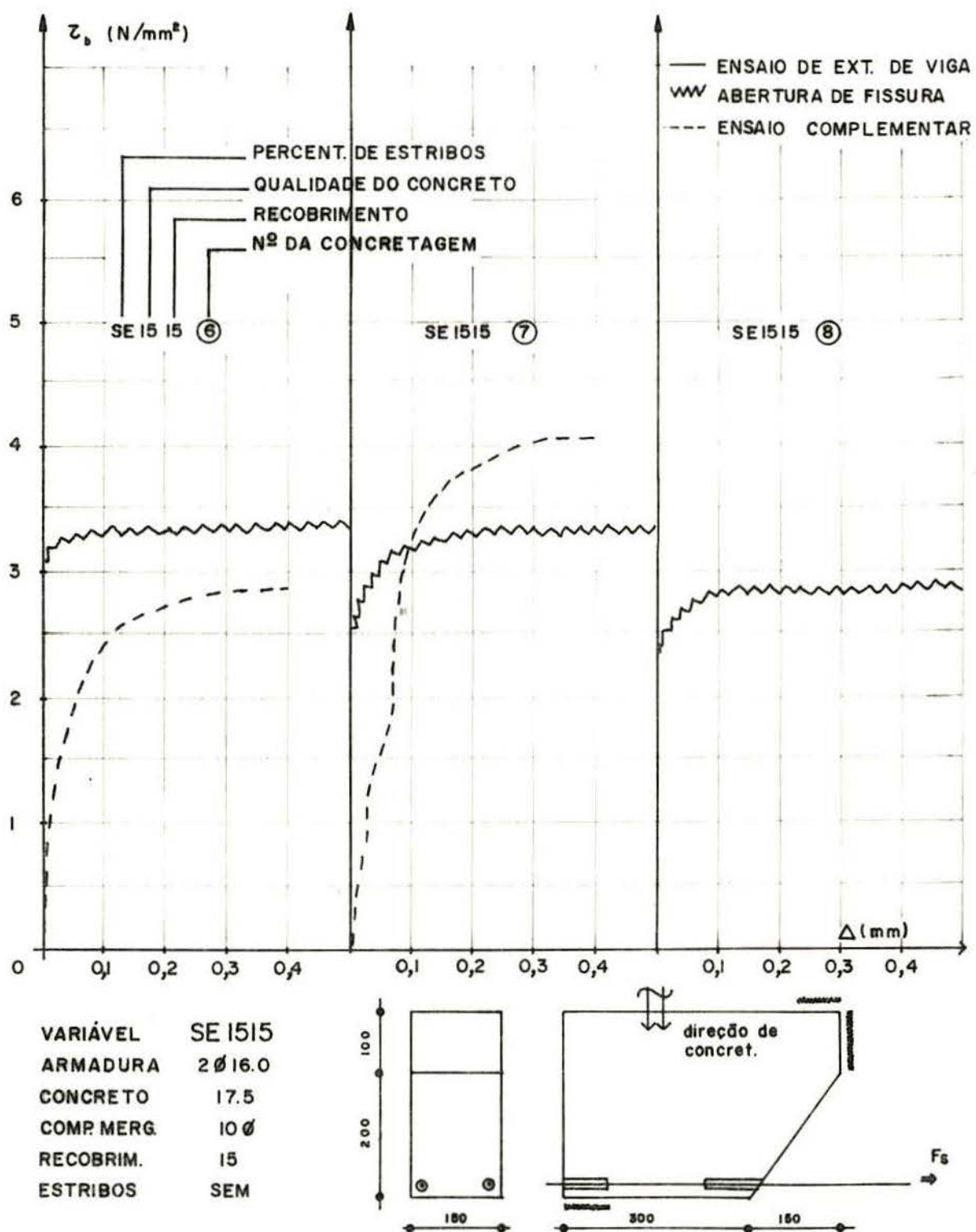


FIGURA A III.1 : Curvas características para os CP SE1515

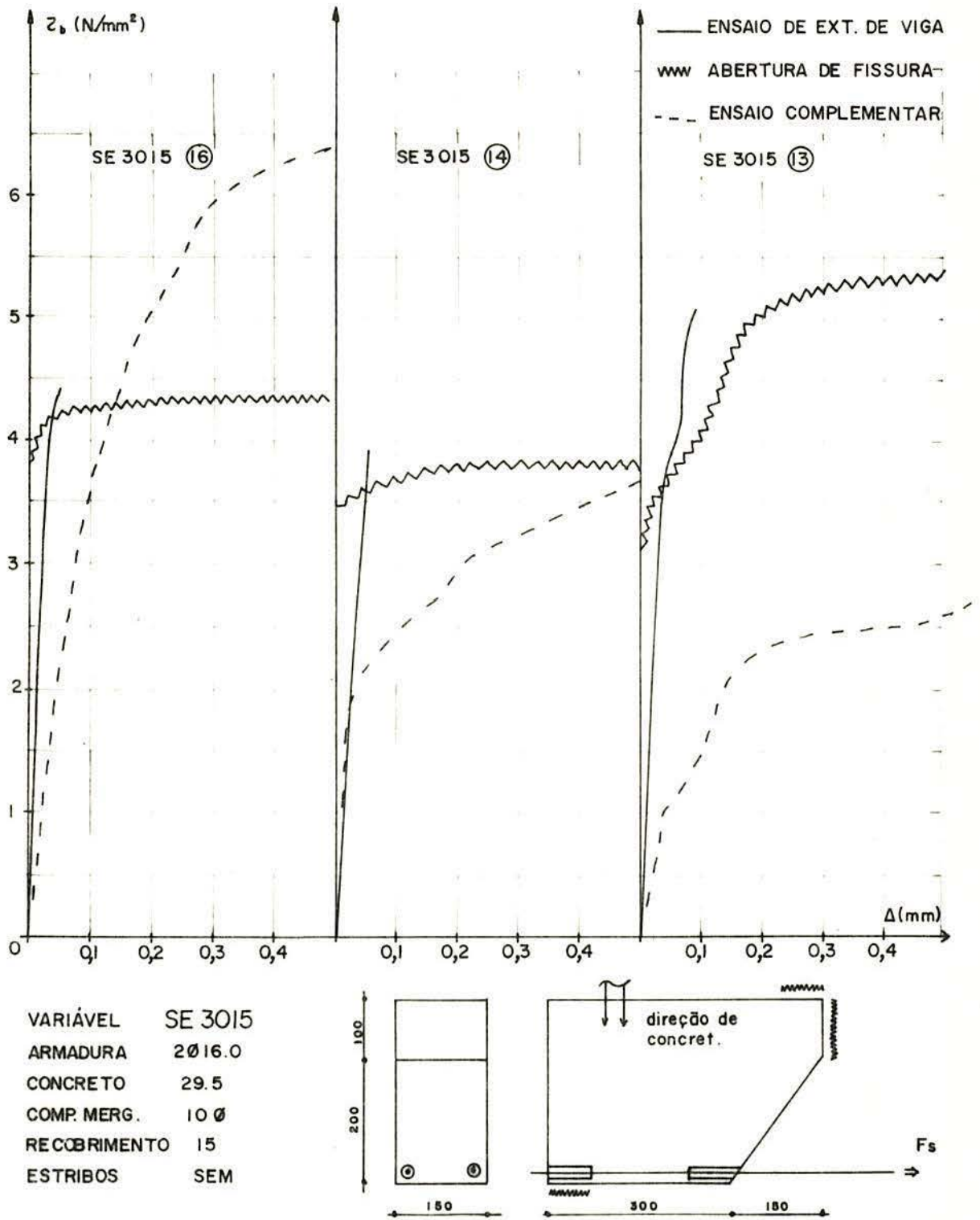


FIGURA A III.2: Curvas características para os CP SE 3015

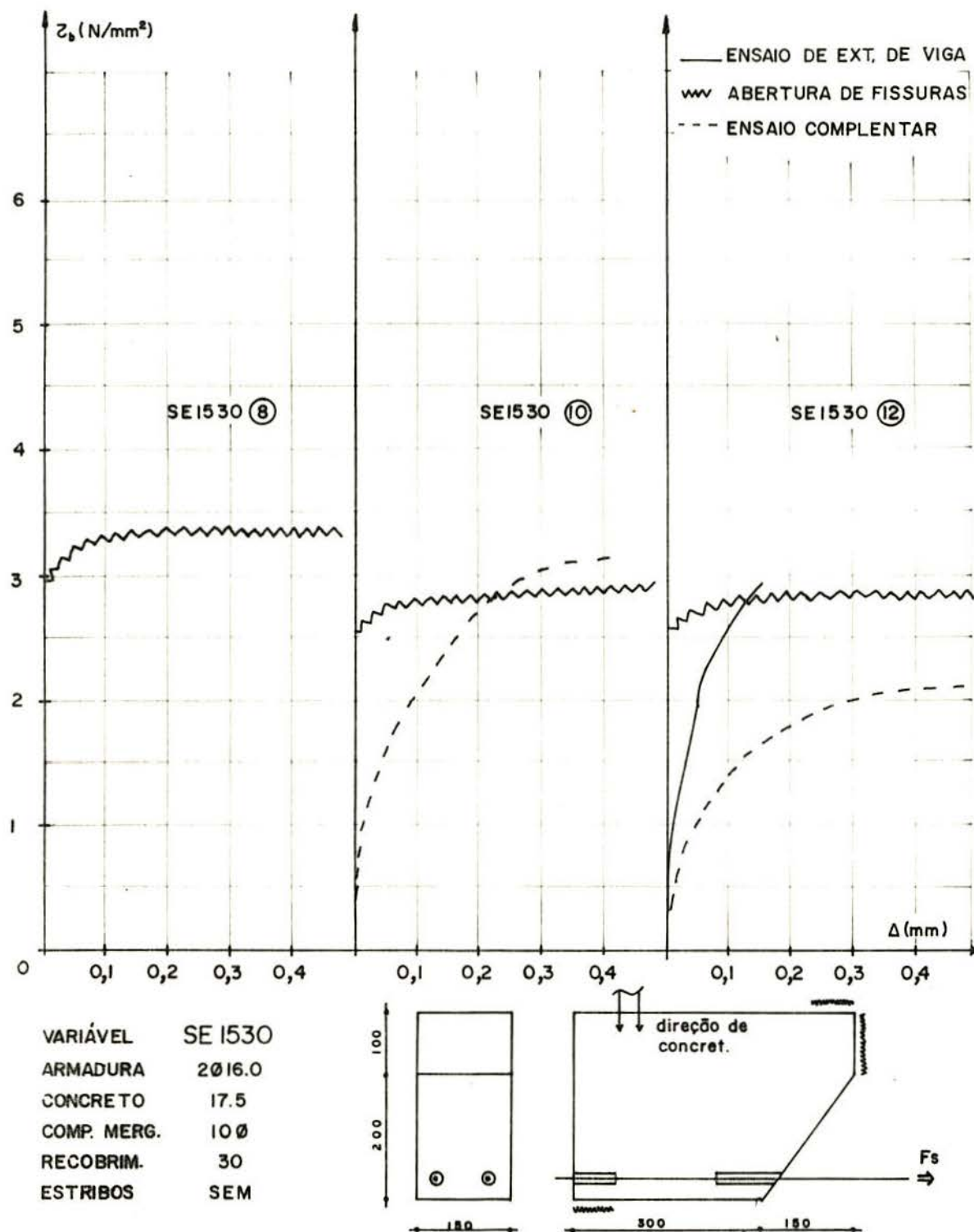


FIGURA A III.3: Curvas características para os CP SE1530.

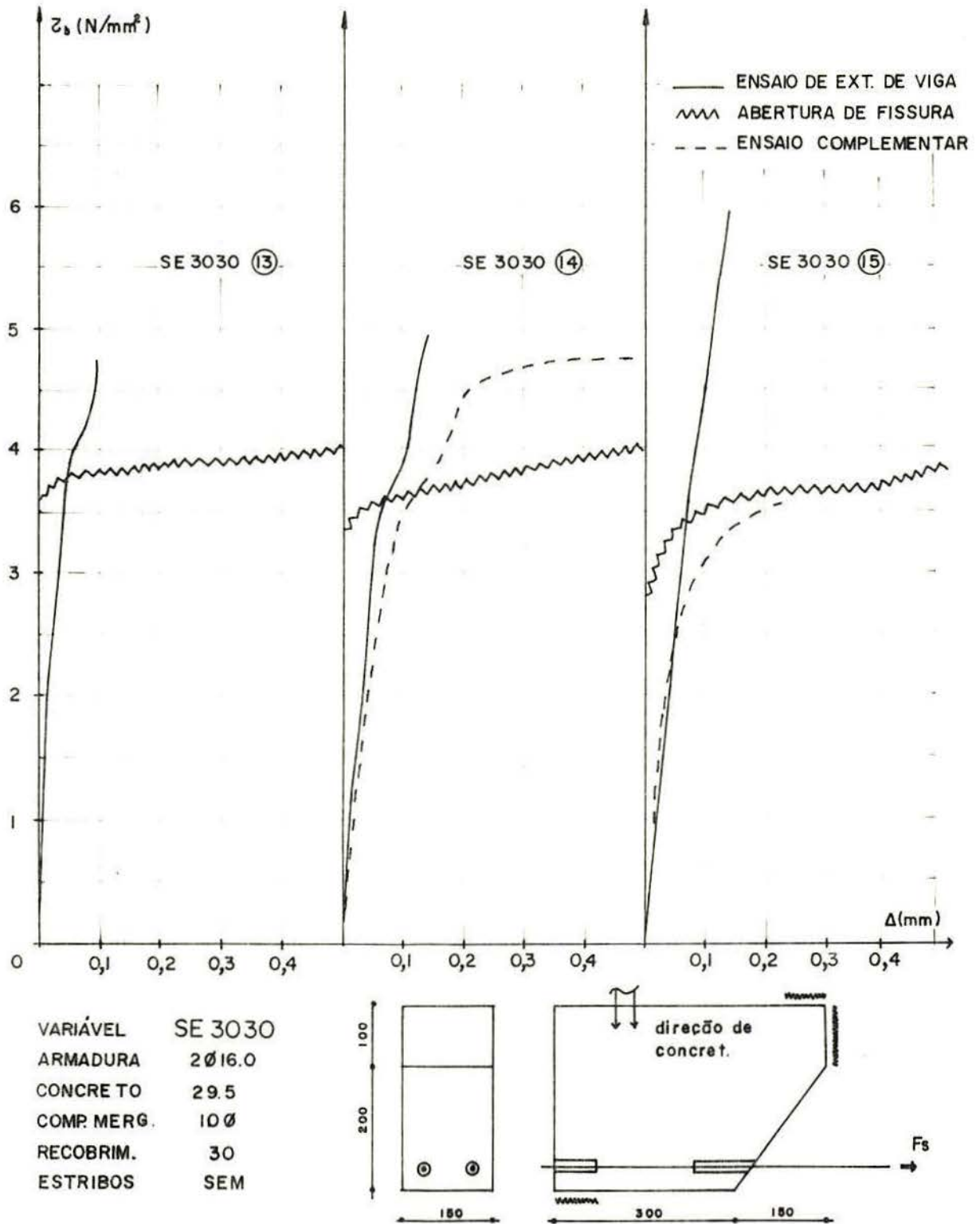


FIGURA A III. 4: Curvas características para os CP SE 3030

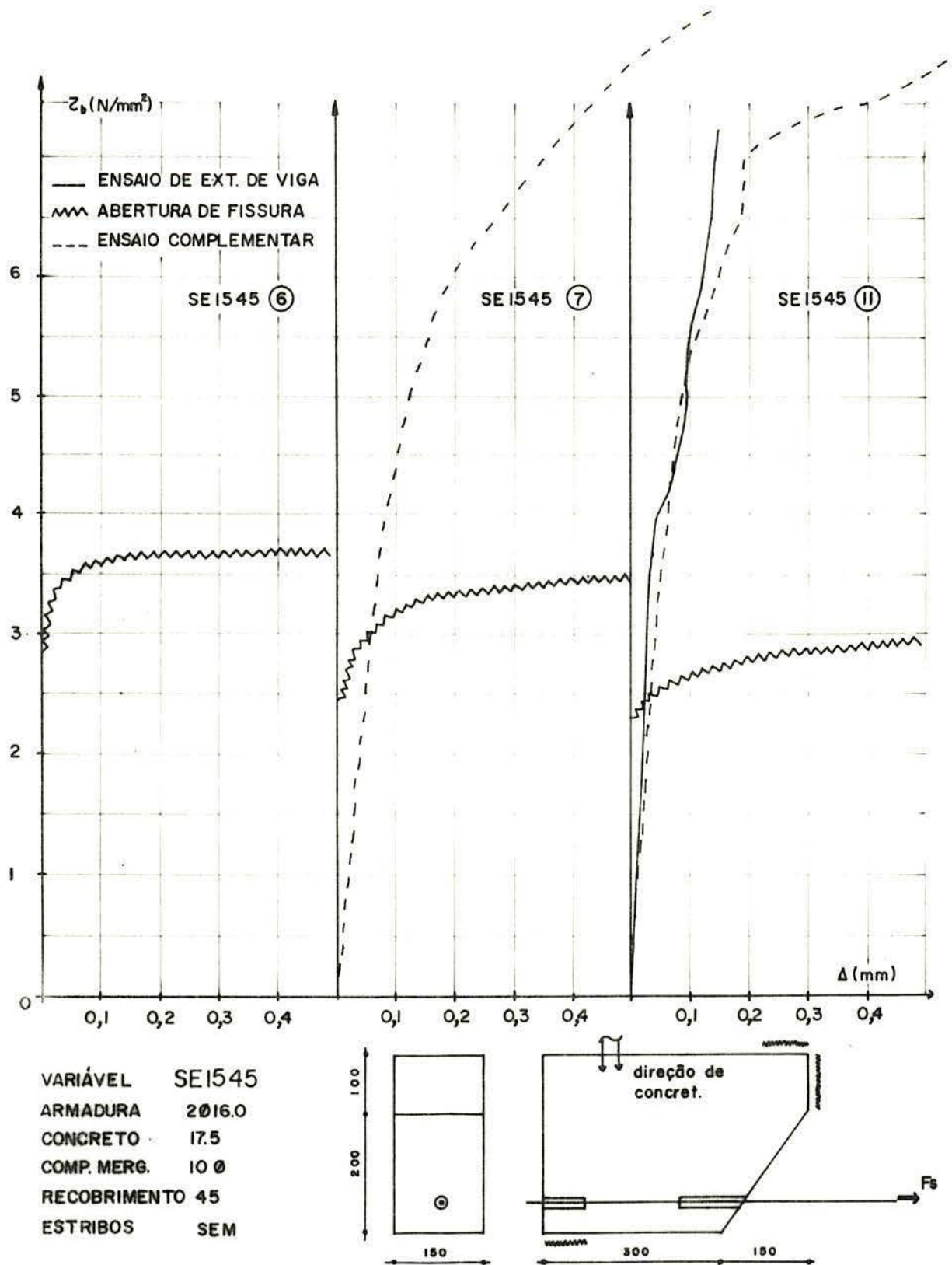


FIGURA A III. 5: Curvas características para os CP SE1545

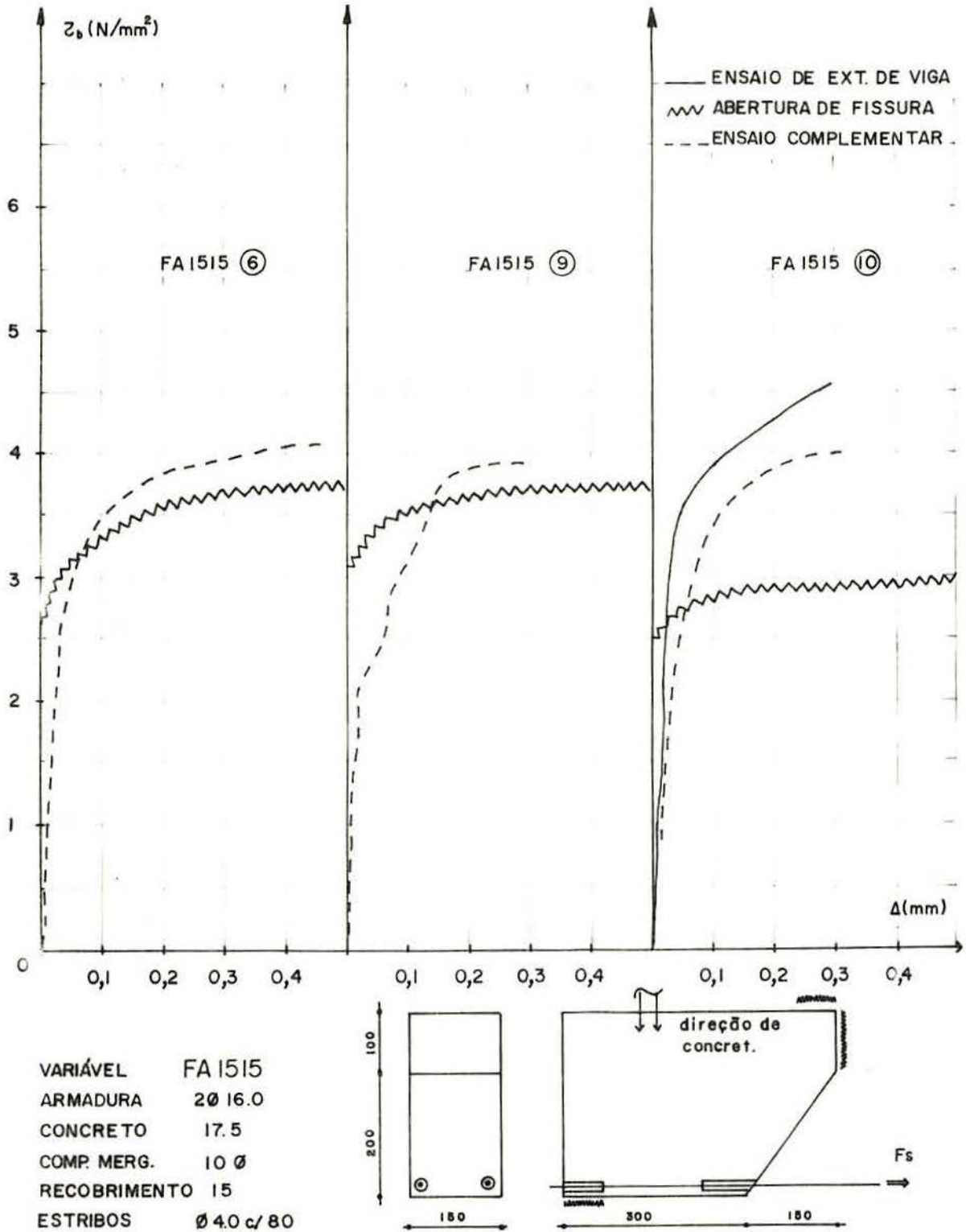


FIGURA A III. 6: Curvas características para os CP FA1515

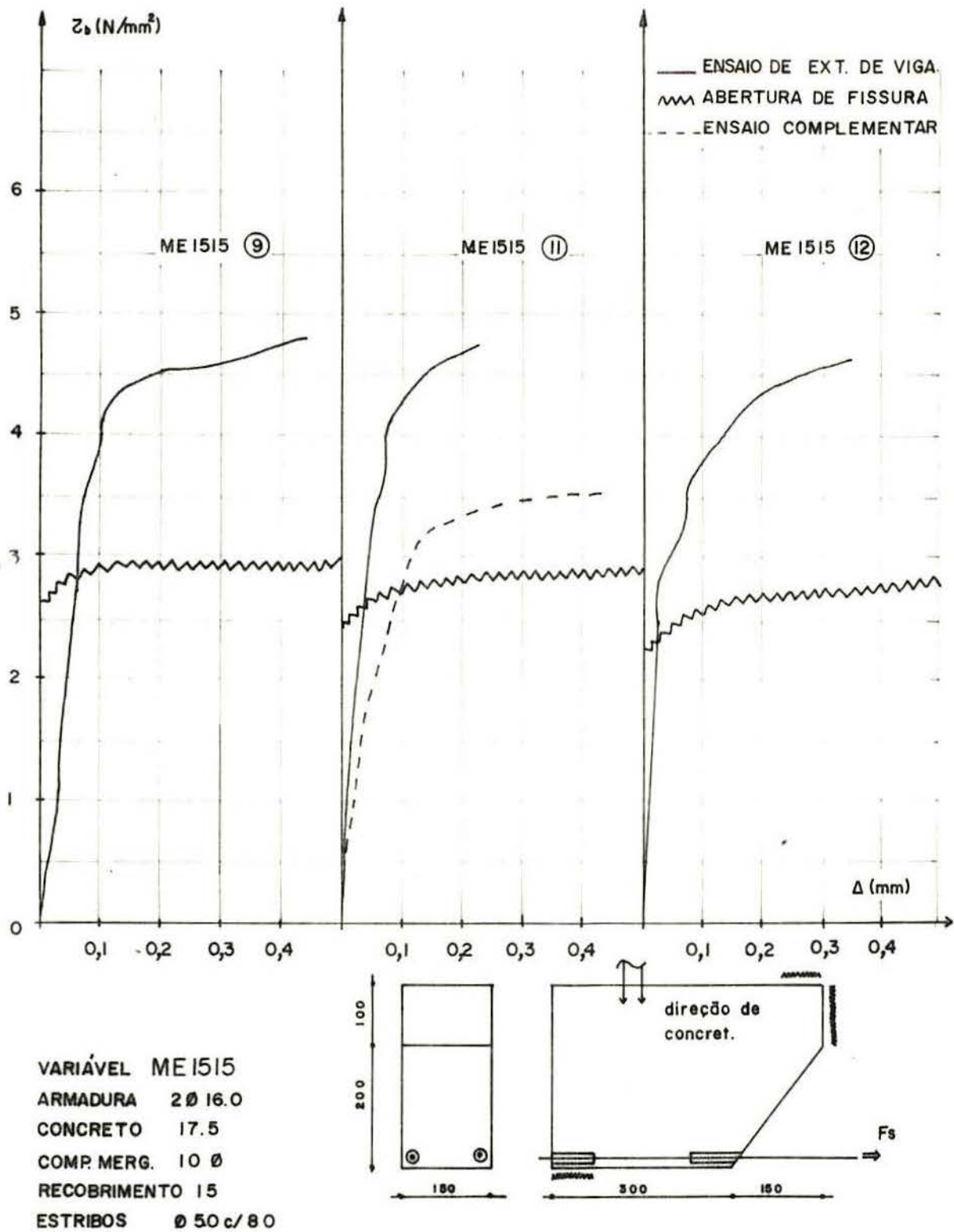


FIGURA A III.7: Curvas características para os CP ME1515

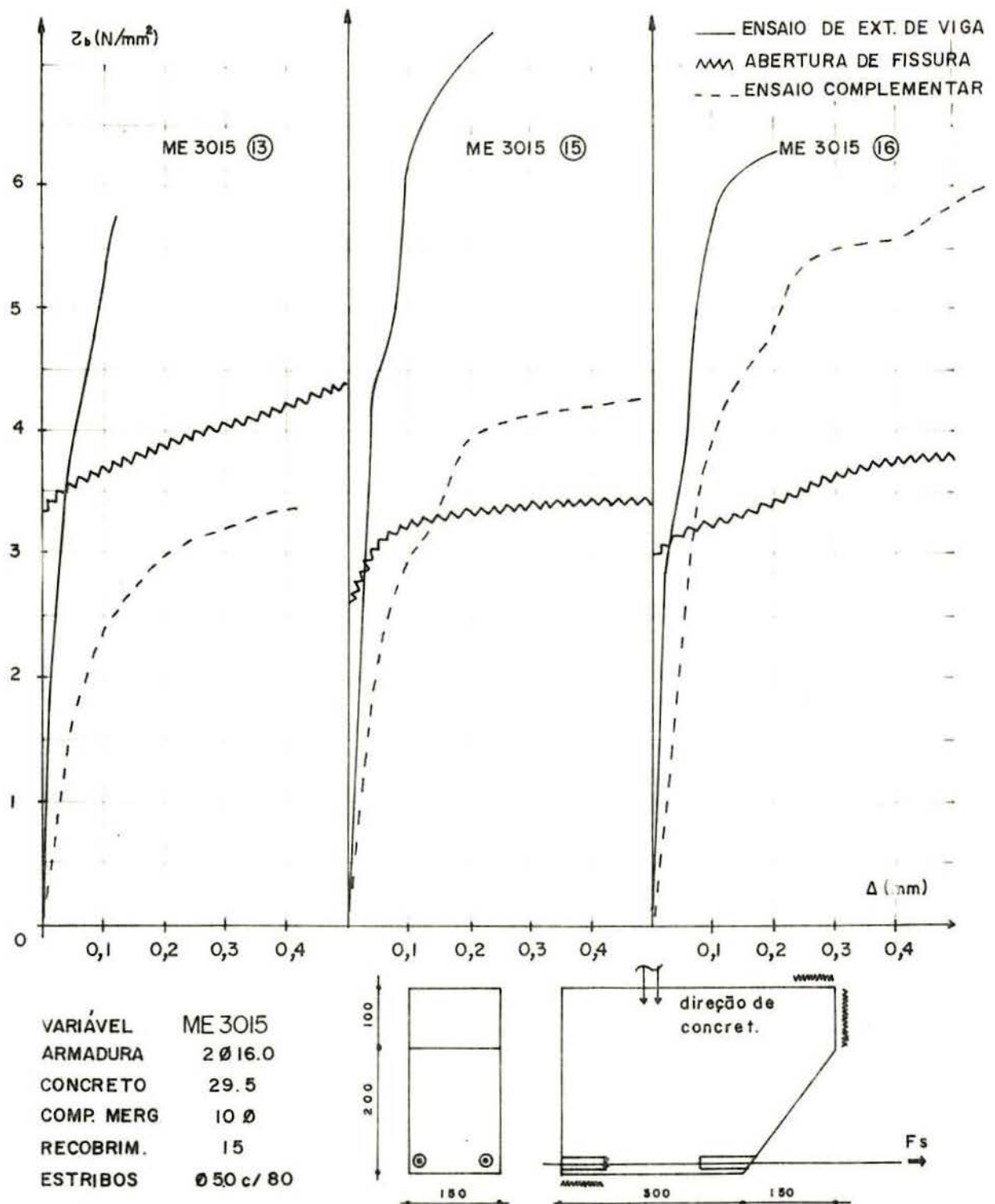


FIGURA A III.8: Curvas características para os CP ME3015

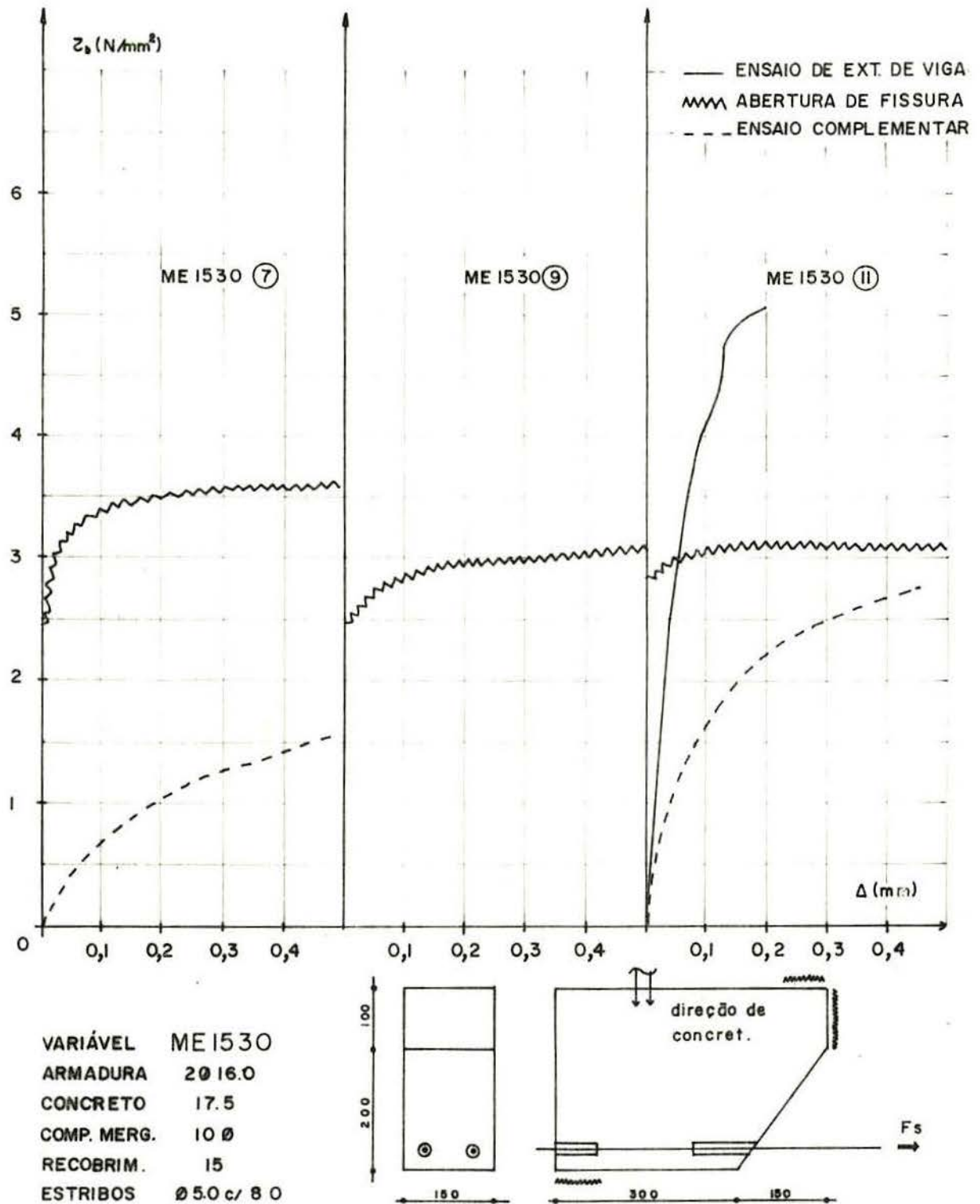


FIGURA A III. 9: Curvas características para os CP ME1530

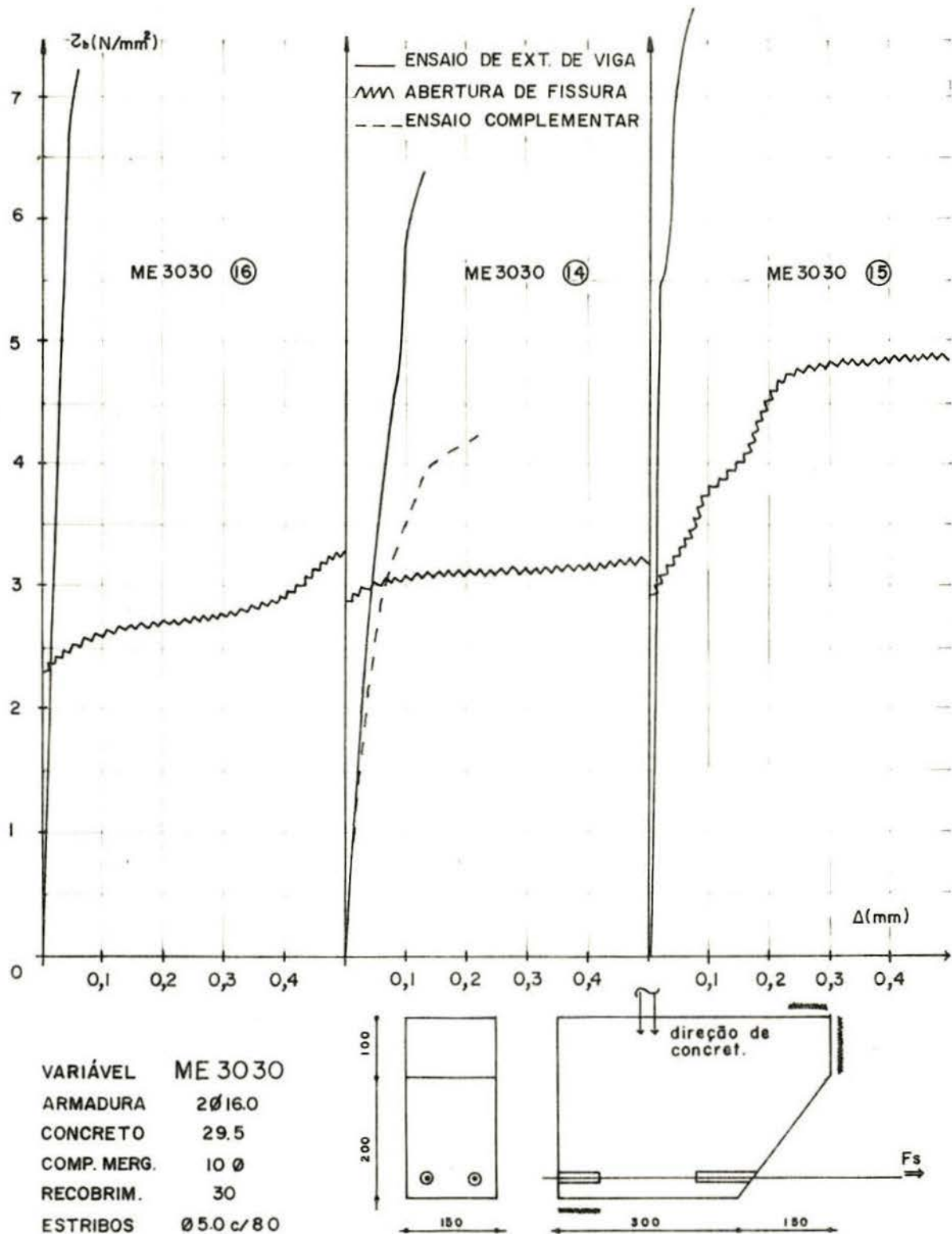


FIGURA A III. 10: Curvas características para os CP ME3030

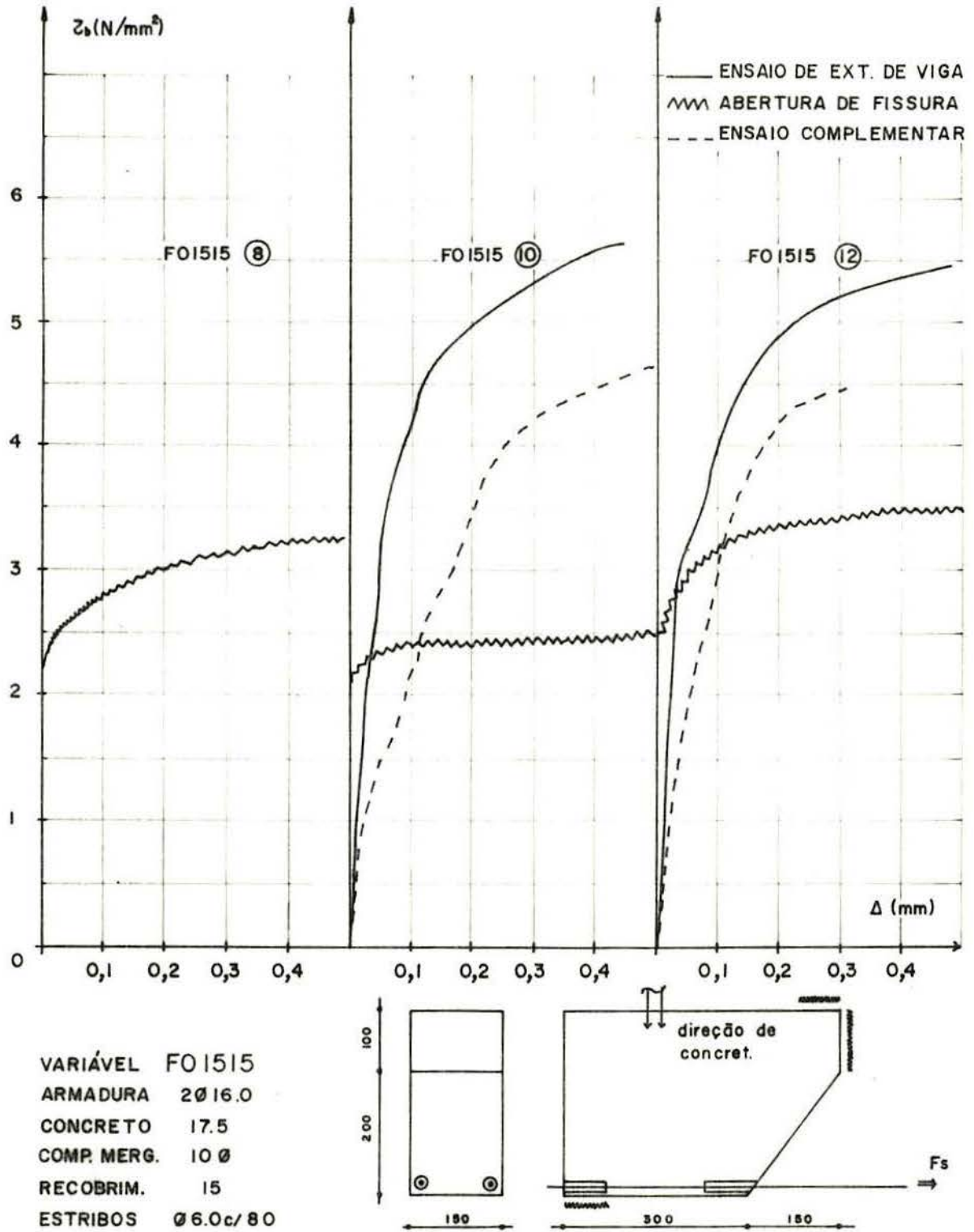


FIGURA A III. II: Curvas características para os CP FO1515

ANEXO IV

ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS
DA 1^a e 2^a ETAPA DO PROGRAMA
EXPERIMENTAL

ANÁLISE ESTATÍSTICA

Para conferir respaldo estatístico às conclusões estabelecidas no corpo deste trabalho, os resultados dos ensaios da 1^a e 2^a etapa foram avaliados através de dois programas computacionais - REGSIMPLES e COMPVAR. As informações fornecidas por estes programas serão debatidas a seguir.

Como observação geral, nas duas etapas do ensaio, não se observaram valores expúrios, de modo que nenhum resultado individual deve ser desprezado. Também se verificou que todos os testes de normalidade realizados indicaram que esta hipótese não pode ser rejeitada, ou seja, admite-se que os resultados dos ensaios com CP de arrancamento e CP de extremo de viga apresentam uma distribuição normal.

Para a 1^a etapa do programa experimental, observou-se que a correlação entre a área relativa de nervuras e as tensões de aderência correspondentes a escorregamentos de 0.01 mm não é significativa* (não existe correlação), mas existe correlação significativa entre a área relativa de nervuras e as tensões de aderência correspondentes a 0.1 mm ou correspondentes à ruptura, sendo esta correlação mais pronunciada neste último caso. Seguem os valores estatísticos (ver observação abaixo para maiores explicações):

Observação:

$Y = AX + B$ é a equação que correlaciona as variáveis; x é a área relativa de nervuras ou a qualidade do concreto, y são as tensões de aderência correspondentes a escorregamentos de 0.1 mm, 0.01 mm e ruptura, T se refere a distribuição de Student e tem-se que:

$$T_{0.05}(7) = 1.895$$

isto significa que a correlação será significativa quando o índice T para B for maior que 1.895.

* Neste apêndice, significativo se refere a um nível de significância de 95%.

 AREA RELATIVA DE NERVURAS X TENSOES DE ADERENCIA DE 0.01

 NUMERO DE DADOS = 9

INTERSECCAO COM O EIXO Y (A)	=	6.7333333
INCLINACAO (B)	=	-33.333333
DESVIDO PADRAO DA ESTIMATIVA	=	0.66904338
DESVIDO PADRAO DA INCLINACAO	=	72.144803
DESVIDO PADRAO DA INTERSECCAO	=	3.3021520
INDICE T PARA B	=	0.46203374
INDICE T PARA A	=	2.0390743
COEFICIENTE DE CORRELACAO	=	-0.17202890
LIMITE INF. CONFIANCA - 95%	=	-0.75042331
LIMITE SUP. CONFIANCA - 95%	=	0.55557524
COEFICIENTE DE DETERMINACAO %	=	2.9593943

 AREA RELATIVA DE NERVURAS X TENSOES DE ADERENCIA DE 0.1

 NUMERO DE DADOS = 9

INTERSECCAO COM O EIXO Y (A)	=	-6.0585271
INCLINACAO (B)	=	274.03101
DESVIDO PADRAO DA ESTIMATIVA	=	0.77314061
DESVIDO PADRAO DA INCLINACAO	=	83.369896
DESVIDO PADRAO DA INTERSECCAO	=	3.8159377
INDICE T PARA B	=	3.2869299
INDICE T PARA A	=	-1.5876903
COEFICIENTE DE CORRELACAO	=	0.77899159
LIMITE INF. CONFIANCA - 95%	=	0.23798209
LIMITE SUP. CONFIANCA - 95%	=	0.95107916
COEFICIENTE DE DETERMINACAO %	=	60.682790

AREA RELATIVA DE MERVURAS X TENSOES DE ADERENCIA DE RUPT
 NUMERO DE DADOS = 9

INTERSECCAO COM O EIXO Y (A)	=	-21.857364
INCLINACAO (B)	=	646.51162
DESVIO PADRAO DA ESTIMATIVA	=	0.96169149
DESVIO PADRAO DA INCLINACAO	=	103.70186
DESVIO PADRAO DA INTERSECCAO	=	4.7465555
INDICE T PARA B	=	6.2343301
INDICE T PARA A	=	-4.6048897
COEFICIENTE DE CORRELACAO	=	0.92053485
LIMITE INF. CONFIANCA - 95%	=	0.65974024
LIMITE SUP. CONFIANCA - 95%	=	0.98343632
COEFICIENTE DE DETERMINACAO %	=	84.738440

Com respeito à qualidade do concreto observou-se que não existe correlação significativa entre esta e as tensões de aderência correspondentes aos deslocamentos de 0.1 e 0.01 mm. Por outro lado, entre a qualidade do concreto e as tensões de aderência de ruptura verificou-se que a correlação é significativa. Seguem os valores estatísticos:

QUALIDADE DO CONCRETO X TENSOES DE ADERENCIA DE 0.01
 NUMERO DE DADOS = 9

INTERSECCAO COM O EIXO Y (A)	=	6.2197317
INCLINACAO (B)	=	-.70347840E-01
DESVIO PADRAO DA ESTIMATIVA	=	0.60743476
DESVIO PADRAO DA INCLINACAO	=	.46457131E-01
DESVIO PADRAO DA INTERSECCAO	=	1.0814438
INDICE T PARA B	=	1.5142528
INDICE T PARA A	=	5.7513223
COEFICIENTE DE CORRELACAO	=	-0.49673106
LIMITE INF. CONFIANCA - 95%	=	-0.87289740
LIMITE SUP. CONFIANCA - 95%	=	0.24980952
COEFICIENTE DE DETERMINACAO %	=	24.674174

QUALIDADE DO CONCRETO X TENSOES DE ADERENCIA DE 0.1
 NUMERO DE DADOS = 9

INTERSECCAO COM O EIXO Y (A)	=	7.5248869
INCLINACAO (B)	=	.62002809E-02
DESVIO PADRAO DA ESTIMATIVA	=	0.96905165
DESVIO PADRAO DA INCLINACAO	=	.74113901E-01
DESVIO PADRAO DA INTERSECCAO	=	1.7252468
INDICE T PARA B	=	.83658812E-01
INDICE T PARA A	=	4.3616292
COEFICIENTE DE CORRELACAO	=	.31604263E-01
LIMITE INF. CONFIANCA - 95%	=	-0.64608659
LIMITE SUP. CONFIANCA - 95%	=	0.68143140
COEFICIENTE DE DETERMINACAO %	=	.99882946E-01

QUALIDADE DO CONCRETO X TENSOES DE ADERENCIA DE RUPT
 NUMERO DE DADOS = 9

INTERSECCAO COM O EIXO Y (A)	=	5.7904461
INCLINACAO (B)	=	0.26232257
DESVIO PADRAO DA ESTIMATIVA	=	1.5613454
DESVIO PADRAO DA INCLINACAO	=	0.11941303
DESVIO PADRAO DA INTERSECCAO	=	2.7797343
INDICE T PARA B	=	2.1967667
INDICE T PARA A	=	2.0830933
COEFICIENTE DE CORRELACAO	=	0.63830596
LIMITE INF. CONFIANCA - 95%	=	-.43984315E-01
LIMITE SUP. CONFIANCA - 95%	=	0.91482236
COEFICIENTE DE DETERMINACAO %	=	40.807306

Para a 2^a etapa do programa experimental, o teste de homogeneidade dos desvios padrões (usando o método de BARTLETT) indicou que a hipótese da homogeneidade não pode ser rejeitada, ou seja, admite-se que para os diversos grupos(*) o desvio padrão seja essencialmente o mesmo. Observou-se também que existe muito maior variabilidade entre os grupos do que dentro dos grupos. A variabilidade entre os grupos foi aproximadamente 3 vezes maior que a variabilidade dentro dos grupos.

Finalmente, a análise de variância indicou que não pode ser aceita a hipótese de que todas as médias sejam iguais, ou seja, existem diferenças significativas entre as médias de alguns grupos. Seguem os valores estatísticos referentes a 2^a etapa de ensaios.

VALOR DA MEDIA, DESVIO PADRAO E CV EM CADA GRUPO					
	G R U P O	N	M E D I A	DESVIO PADRAO	C V A R
SE1515	1	3	3.2500	0.25000	7.7
SE3015	2	3	4.6333	0.74218	16.0
SE1530	3	3	3.8167	0.36121	9.5
SE3030	4	3	5.3933	0.66078	12.3
SE1545	5	3	7.0733	0.51588	7.3
FA1515	6	3	4.4333	0.38837	8.8
ME1515	7	3	5.1267	0.67575	13.2
ME3015	8	3	6.4533	0.51394	8.0
ME1530	9	3	5.6333	0.40723	7.2
ME3030	10	3	7.1067	0.63516	8.9
FO1515	11	3	5.6667	0.17559	3.1

(*) Grupo se refere a cada conjunto de 3 CP do mesmo tipo. Por exemplo os CP SE1515 constituem um grupo.

ANÁLISIS DE VARIANCIAS (ANOVA)

	SOMA DOS QUADRADOS	GRAUS DE LIBERDADE	MEDIA DOS QUADRADOS	VALORES DE F
ENTRE OS GRUPOS	46.842	10	4.6842	17.65
DENTRO DOS GRUPOS	5.8373	22	0.26533	
TOTAL	52.680	32	1.6462	

ESTIMACAO DOS COMPONENTES DE VARIACAO

	VARIANCIAS	DESVIOS PADRAO
ENTRE OS GRUPOS	1.4730	1.2137
DENTRO DOS GRUPOS	0.2653	0.5151
TOTAL	1.7383	1.3184

BIBLIOGRAFIA

1. ACI Committee 208. Test procedure to determine relative bond value of reinforcing bars. Journal of the American Concrete Institute, 54(6):89-104, Aug. 1957.
2. ACI Committee 408. Bond stress - the state of the art. Journal of the American Concrete Institute, 63(11):1161-90, Nov. 1966.
3. _____. Opportunities in bond research. Journal of the American Concrete Institute, 67(11):857-67, Nov. 1970.
4. _____. Suggested development, splice, and standard hook provisions for deformed bars in tension. Concrete International, 1(7):44-6, July 1979.
5. ACI-ASCE Committee 352. Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures. Journal of the American Concrete Institute, 73(7):375-93, July 1976.
6. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard method of test for comparing concretes on the basis of the bond developed with reinforcing steel: c 234. Philadelphia, Pa., 1971.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Barra e fio de aço destinados a armaduras para concreto armado: NBR 7480. Rio de Janeiro, 1982.
8. _____. Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de

- concreto armado: NBR-7477, Rio de Janeiro, 1979.
9. _____. Projeto e execução de obras de concreto armado: NBR-6118. Rio de Janeiro, 1978.
 10. BAUER, Reinhard. Der Haken im Stahlbetonbau. Berlin, Wilhelm Ernst, 1949.
 11. BEEBY, A.W. Cracking, cover, and corrosion of reinforcement. Concrete International, 5(2):35-40, Feb. 1983.
 12. BONY, J.C.; CLAUDE, G.; SORETZ, S. Comparaison des essais d'adhérence par flexion (beam test) et par traction (pull-out test). Matériaux et Constructions, 6(35):395-401, Sept./Oct. 1973.
 13. CARINO, N.J. & LEW, H.S. Re-examination of the relation between splitting tensile and compressive strength of normal weight concrete. Journal of the American Concrete Institute, 79(3):214-9, May/June 1982.
 14. CEB. Task group VI/1. Bond action and bond behaviour of reinforcement. Bulletin d'Information du Comité Européen du Béton, (151):1-153, avr. 1982.
 15. CHAMBERLIN, S.J. Spacing of spliced bars in beams. Journal of the American Concrete Institute, 54(8):689-97, Feb. 1958.
 16. CHUNG, H.W. Epoxi repair of bond in reinforced concrete members. Journal of the American Concrete Institute, 78(1):79-82, Jan./Feb. 1981.
 17. CLARK, C.L. & JOHNSTON, D.W. Early loading effects on bond strength. Journal of the American Concrete Institute, 80(6):532-9, Nov./Dec. 1983.

18. CLIFTON, J.R. & MATHEY, R.G. Bond and creep characteristics of coated reinforcing bars in concrete. Journal of the American Concrete Institute, 80(4):288-93, July/Aug. 1983.
19. DESAYI, P.; SUNDARA RAJA IYENGAR, K.T.; SANJEEVA REDDY, T. Stress-strain characteristics of concrete confined in steel spirals under repeated loading. Matériaux et Constructions, 12(71):375-83, Sept./Oct. 1979.
20. EDWARDS, A.D. & YANNOPOULOS, P.J. Local bond-stress to slip relationship for hot rolled deformed bars and mild steel plain bars. Journal of the American Concrete Institute, 76(3):405-20, Mar. 1979.
21. ESSAIS portant sur l'adhérence des armatures du béton.
I. Essais par flexion (beam test): 7.11.28.D.
Matériaux et Constructions, 3(15):169-74, 1970.
22. _____. II. Essai par traction (pull-out test): 7.11.128.
Matériaux et Constructions, 3(15):175-8, 1970.
23. ETAT des connaissances sur le mecanisme de l'adherence et des ancrages. Bulletin d'Information du Comité Européen du Béton, (66):134-214, avr. 1968.
24. FERGUSON, P.M. Small bar spacing or cover - a bond problem for the designer. Journal of the American Concrete Institute, 74(9):435-9, Sept. 1977.
25. FERGUSON, P.M.; TURPIN, R.D.; THOMPSON, J.N. Minimum bar spacing as a function of bond and shear strength. Journal of the American Concrete Institute, 50:869-87, 1954.
26. FRANKE, L. Einfluss der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton. (Verbundkriechen). Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, (268), 1976.

27. GARDNER, N.J. & POON, S.M. Time and temperature effects on tensile, bond and compressive strengths. Journal of the American Concrete Institute, 73(7):405-9, July 1976.
28. GOTO, Y. Cracks formed in concrete around deformed tension bars. Journal of the American Concrete Institute, 68(4):244-51, Apr. 1971.
29. HRIBAR, J.A. & VASKO, R.C. End anchorage of high strength steel reinforcing bars. Journal of the American Concrete Institute, 66(11):875-83, Nov. 1969.
30. ISMAIL, M.A.F. & JIRSA, J.O. Behavior of anchored bars under low cycle overloads producing inelastic strains. Journal of the American Concrete Institute, 69(7):433-8, July 1972.
31. JIANG, D.H.; SHAH, S.P.; ANDONIAN, A.T. Study of the transfer of tensile forces by bond. Journal of the American Concrete Institute, 81(3):251-9, May/June 1984.
32. JIMINEZ, R.; WHITE, R.N.; GERGELY, P. Bond and dowel capacities of reinforced concrete. Journal of the American Concrete Institute, 76(1):73-92, Jan. 1979.
33. JIRSA, J.O.; LUTZ, L.A.; GERGELY, P. Rationale for suggested development, splice and standard hook provisions for deformed bars in tension. Concrete International, 1(7):47-61, July 1979.
34. JOHNSTON, B. & COX, C.K. Bond strength of rusted deformed bars. Journal of the American Concrete Institute, 37:57-72, Sept. 1940.

35. KEMP, E.L.; BREZNY, F.S.; UNTERSPAN, J.A. Effect of rust and scale on the bond characteristics of deformed reinforcing bars. Journal of the American Concrete Institute, 65(9):743-56, Sept. 1968.
36. KEMP, E.L. & WILHELM, W.J. Investigation of the parameters influencing bond cracking. Journal of the American Concrete Institute, 76(1):47-71, Jan. 1979.
37. LARANJEIRAS, A.C.R. A ancoragem das armaduras das vigas de concreto armado em sua interação com a flexão e o cisalhamento Salvador, Escola Politécnica da UFBA, 1973. Diss. maestr.
38. LEONHARDT, F. & MÖNNIG, E. Construções de concreto Rio de Janeiro, Interciência, 1977/78. v.1 e v.3.
39. LOSBERG, A. & OLSSON, P.A. Bond failure of deformed reinforcing bars based on the longitudinal splitting effect of the bars. Journal of the American Concrete Institute, 76(1):5-18, Jan. 1979.
40. LUTZ, L.A. Analysis of stresses in concrete near a reinforcing bar due to bond and transverse cracking. Journal of the American Concrete Institute, 67(10):778-87, Oct. 1970.
41. _____. Information on the bond of deformed bars from special pullout tests. Journal of the American Concrete Institute, 67(11):885-7, Nov. 1970.
42. LUTZ, L.A. & GERGELY, P. Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. Journal of the American Concrete Institute, 64(11):711-21, Nov. 1967.
43. MARQUES, J.L.G. & JIRSA, J.O. A study of hooked bar anchorages in beam-column joints. Journal of the

American Concrete Institute, 72(5):198-209, May 1975.

44. MARTIN, H. & NOAKOWSKI, P. Verbundverhalten von Betonstählen Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, (319), 1981.
45. MATHEY, R.G. & WATSTEIN, D. Investigation of bond in beam and pull-out specimens with high-yield-strength deformed bars. Journal of the American Concrete Institute, 57(9):1071-90, Mar. 1961.
46. MAULINE, N.M. & ASTROVA, T.I. Etude de l'influence de la composition du béton sur la adhérence acier-béton. Bulletin d'Information du Comité Européen du Béton, (48), avr. 1965.
47. MINOR, H. & JIRSA, J.O. Behavior of bent bar anchorages. Journal of the American Concrete Institute, 72(4):141-9, Apr. 1975.
48. MIRZA, S.M. & HOUDE, J. Study of bond stress-slip relationship in reinforced concrete. Journal of the American Concrete Institute, 76(1):19-46, Jan. 1979.
49. MORITA, S. & KAKU, T. Splitting bond failures of large deformed reinforcing bars. Journal of the American Concrete Institute, 76(1):93-110, Jan. 1979.
50. MÜLLER, H.H. Versuche zur erforderlichen geraden Endlänge von Hakenverankerungen. S.n.t., (1968)
51. NILSON, A.H. Internal measurement of bond slip. Journal of the American Concrete Institute, 69(7):439-41, July 1972.

52. ORANGUN, C.O.; JIRSA, J.O.; BREEN, J.E. A reevaluation of test data on development length and splices. Journal of the American Concrete Institute, 74(3):114-22, Mar. 1977.
53. PERRY, E.S. & JUNDI, N. Pullout bond stress distribution under static and dynamic repeated loadings. Journal of the American Concrete Institute, 66(5):377-90, May 1969.
54. POPOV, E.P. Bond and anchorage of reinforcing bars under cyclic loading. Journal of the American Concrete Institute, 81(4):340-9, July/Aug. 1984.
55. RAPHAEL, J.M. Tensile strength of concrete. Journal of the American Concrete Institute, 81(2):158-65, Mar./Apr. 1984.
56. REHM, G. Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit Hochwertigem Verbund. Universität Stuttgart, 1966.
57. _____. Über die Grundlagen verbudes zwischen Stahl und Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, (138), 1961.
58. REHM, G. & ELIGEHAUSEN, R. Bond of ribbed bars under high repeated load. Journal of the American Concrete Institute, 76(2):297-310, Feb. 1979.
59. ROBERTS, N.P. A limit state anchorage bond test for reinforcement in concrete. Matériaux et Constructions, 6(32):119-22, mar./avr. 1973.
60. ROBINSON, J.R. Cours de béton armé. Paris, École Nationale de Ponts et Chaussées, 1963. v.3.

61. _____. Influence of transverse reinforcement on shear and bond strength. Journal of the American Concrete Institute, 62(3):343-62, Mar. 1965.
62. SCHIESSL, P. Nachrechnung von Hakenverankerungen mit Verbundgrundgesetzen. München, Institut für Betonstahl und Stahlbetonbau, 1975.
63. SIVAKUMAR, B.; GERGELY, P.; WHITE, R.N. Suggestions for the design of R/C lapped splices for seismic loading. Concrete International, 5(2):46-50, Feb. 1983.
64. SORETZ, S. A comparison of beam test and pull-out tests. Matériaux et Constructions, 5(28):261-4, jul./août 1972.
65. SORETZ, S. & HÜLZENBEIN, H. Influence of rib dimensions of reinforcing bars on bond and bendability. Journal of the American Concrete Institute, 76(1):111-28, Jan. 1979.
66. SOUZA, A. Estudo da interação concreto-armadura, em estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, PUC, 1983. Diss. maestr.
67. TASSIOS, T.P. & KORONEOS, E.G. Local bond-slip relationships by mean of the Moiré Method. Journal of the American Concrete Institute, 81(1):27-34, Jan./Feb. 1984.
68. TEPFERS, R. Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. Magazine of Concrete Research, 31(106):3-12, Mar. 1979.
69. THOMPSON, M.A. et alii. Behavior of multiple lap splices in wide sections. Journal of the American Concrete Institute, 76(2):227-48, Feb. 1979.

70. UNTRAUER, R.E. & HENRY, R.L. Influence of normal pressure on bond strength. Journal of the American Concrete Institute, 62(5):577-86, May 1965.
71. VOS, E. & REINHARDT, H.W. Influence of loading rate on bond behaviour of reinforcing steel and prestressing strands. Matériaux et Constructions, 15(85):3-10, jna./fév. 1982.

ESCOLA DE ENGENHARIA
BIBLIOTECA