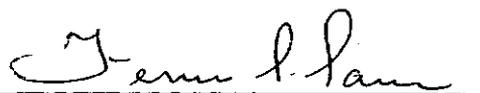


INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO DE ARGAMASSA NOS CONDUTOS
DAS ARMADURAS DAS PEÇAS DE CONCRETO PROTENDIDO

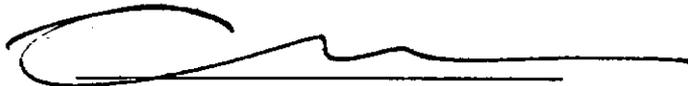
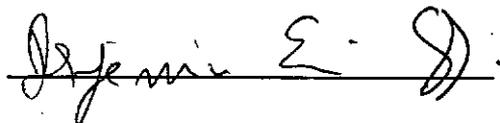
Ladislau Netto Junior

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS
DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO
RIO DE JANEIRO, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRÁU DE "MESTRE EM CIÊNCIA" (M.Sc.).

APROVADA POR:



Presidente



RIO DE JANEIRO
ESTADO DO RIO DE JANEIRO - BRASIL
ABRIL DE 1976

Crescer, todo dia, um pouco mais.

A

Maria - Anna

AGRADECIMENTOS

Ao professor Fernando Luiz Lobo Barbosa Carneiro, pela orientação e atenção dispensada à realização deste trabalho.

Aos professores, colegas e funcionários da COPPE, pelas sugestões e colaboração na realização dos ensaios.

À STUP, pela colaboração técnica.

À CAPES e à Fundação Politécnica da Bahia, pelo apoio financeiro.

As pessoas que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

I N D I C E

	Pág.
RESUMO	
UNIDADES	
NOTAÇÕES	
CONSIDERAÇÕES INICIAIS - Importância da aderência	1
CAPÍTULO I - PLANO DE PESQUISA	5
CAPÍTULO II - MATERIAIS	9
Concreto	9
Aço	13
Argamassa para injeção	13
CAPÍTULO III - DIMENSIONAMENTO	16
Introdução	16
Considerações teóricas	17
Dimensionamento propriamente dito	18
Protensão	21
CAPÍTULO IV - RESULTADOS TEÓRICOS	24
CAPÍTULO V - RESULTADOS EXPERIMENTAIS	31
Flechas máximas	35
Deformação do concreto nas fibras superiores	37
Rotação dos apoios	39
Deformadas	41
Deformação das armaduras de protensão e passiva	44
Deformação nas fibras da seção de concreto	49
Definição da linha neutra	54
CONCLUSÕES	57
Sugestões para futuras pesquisas	59
APÊNDICE I - Listagem do programa para definição das características geométricas da seção	61
APÊNDICE II - Ilustração fotográfica	66
BIBLIOGRAFIA	80

RESUMO

O presente trabalho visa verificar a influência da injeção da argamassa nos condutos (bainhas) das armaduras das peças de concreto protendido, com armadura pós-tracionada, objetivando conhecer-se o comportamento das estruturas tanto em serviço quanto na ruptura.

Foram ensaiadas, até a ruptura, oito vigas isostáticas de seção duplo T assimétrico, das quais apenas quatro tiveram o conduto da armadura de protensão injetado.

Além da injeção no conduto, adotou-se como parâmetro de variação a tensão inicial aplicada na armadura de protensão.

A análise dos resultados é feita através a apresentação de diagramas comparativos relacionando o comportamento das vigas injetadas e não injetadas, tanto em serviço quanto próximo à ruptura.

Observou-se ser bastante coerente a redução de ATÉ 30%, especificada pelo CEB-FIP para a segurança à ruptura das vigas que possuem os condutos não injetados, uma vez que, na pesquisa realizada, em um dos pares de vigas confrontadas, verificou-se ter sido essa redução de 20%.

SUMMARY

This thesis aims at verifying the influence of the injection of mortar in the ducts of the tendons of prestressed concrete beams, with the purpose of finding out the behavior of structures both in service and at the point of rupture.

Eight simple span beams of double T-section were tested to the point of rupture, but only four of those had some mortar injected in the ducts of their prestressed tendons.

Besides injection in the duct, some initial tension applied on prestressed tendons was adopted as a variation parameter.

The analysis of results is accomplished through the presentation of comparative diagrams in which the behavior of bonded beams and unbonded beams is related to each other both in service and close to the point of rupture.

The reduction of up to 30% as specified by CEB-FIP for the security of unbonded beams against rupture was considered coherent and just, since, during research, a reduction of 20% was observed in one of the pairs of confronted beams.

UNIDADES

O sistema de medidas empregado é o sistema métrico decimal definido pela Confederação Geral de Pesos e Medidas "Sistema Internacional de Unidades S.I."

A correspondência entre as unidades do sistema metro/quilograma-força/segundo e as do sistema Internacional S.I. é a seguinte.

Um quilograma-força (kg_f) vale aproximadamente 9,8 Newtons (N).

$$1,0 \text{ kg}_f = 9,8 \text{ N}$$

$$0,102 \text{ kg}_f = 1,0 \text{ N} = 0,001 \text{ kN}$$

$$1,02 \text{ kg}_f/\text{cm}^2 = 10,0 \text{ N}/\text{cm}^2 = 0,1 \text{ N}/\text{mm}^2$$

NOTAÇÕES

A	-	área
A_C	-	área da seção de concreto
A_P	-	área da seção de armadura protendida
A_S	-	área da seção de armadura passiva tracionada
A'_S	-	área da seção de armadura passiva comprimida
A_t	-	área da seção de armadura passiva transversal
E	-	módulo de deformação
E_C	-	módulo de deformação estático do concreto
$E_{C,d}$	-	módulo de deformação dinâmica do concreto
E_P	-	módulo de deformação do aço de protensão
E_S	-	módulo de deformação do aço passivo
I	-	momento de inércia
M	-	momento devido à flexão
M_P	-	momento de flexão devido à protensão
M_U	-	momento último de flexão
N	-	força
N_C	-	força resultante de compressão no concreto devido à flexão
N_i	-	força de protensão inicial
N_P	-	força na armadura de protensão
P	-	carregamento externo
P_f	-	carga correspondente a primeira fissura
P_U	-	carga de ruptura (última) da peça
W	-	módulo de resistência
W_i	-	módulo de resistência inferior
W_S	-	módulo de resistência superior

IX

a	-	distância
b	-	largura da mesa de compressão da seção em T
b_w	-	largura da alma de uma viga em T
c	-	recobrimento
d	-	altura útil da seção
e	-	excentricidade de uma carga
f	-	flecha; resistência
f_{cc}	-	resistência à compressão do concreto
f_{ct}	-	resistência à tração do concreto
f_{cd}	-	resistência de cálculo de um material
f_k	-	resistência característica de um material
f_m	-	resistência média de um material
f_p	-	resistência à ruptura do aço de protensão
f_s	-	resistência à ruptura do aço passivo
$f_{s,0,2}$	-	limite de elasticidade convencional a 0,2%
g	-	aceleração da gravidade
h	-	altura total de uma seção
ℓ	-	vão livre; distância entre apoios
w	-	abertura de fissura
x	-	distância do eixo neutro à borda mais comprimida
y	-	profundidade do diagrama retangular de compressão
z	-	braço de alavanca do momento resistente
γ	-	peso específico; coeficiente de influência
γ_c	-	coeficiente de minoração da resistência do concreto
γ_s	-	coeficiente de minoração da resistência do aço

ϵ	-	deformação relativa
ϵ_c	-	deformação relativa do concreto
ϵ_p	-	deformação relativa do aço de protensão
ϵ_s	-	deformação relativa da armadura passiva
σ	-	tensão normal
σ_c	-	tensão no concreto
σ_p	-	tensão no aço de protensão
$\sigma_{p,i}$	-	tensão inicial no aço de protensão
σ_s	-	tensão no aço passivo
τ	-	t tensão tangente
τ_w	-	tensão tangente na alma
Δ	-	diferença; acréscimo
\emptyset	-	diâmetro de uma barra de armadura ou de um cabo
θ	-	rotação

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

IMPORTÂNCIA DA ADERÊNCIA

Quando se começou a utilizar a técnica da pós-tensão das armaduras, estas eram pintadas com produtos lubrificantes ou envolvidas por bainha de papelão alcatroado ou então eram colocadas por fora da seção de concreto. Desta maneira era desprezada a aderência, confiando-se somente nas ancoragens finais. Não se conhecia, até então, suficientemente a importância da aderência com relação à segurança à ruptura. Hoje em dia, principalmente depois que se começou a calcular as peças não mais nos estádios I ou II (tensões admissíveis) mas sim, no III (ruptura), salvo raras exceções, se estabelece posteriormente a aderência entre os cabos pós-tracionados e o concreto da peça. Consegue-se com isto:

- Proteção da armadura contra a corrosão;
- Aumento da segurança à ruptura;
- Redução das distâncias entre fissuras.

EFEITOS DA ADERÊNCIA

Proteção Contra a Corrosão

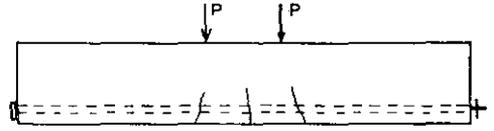
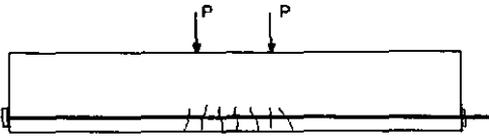
Todos os aços de protensão devem ser protegidos, na estrutura, contra a corrosão, principalmente quando submetidos a altas tensões (fenômeno da "stress corrosion"), normalmente, envolvidos completamente em argamassa de cimento. Pode-se obter isto por concretagem direta (processo da pré-tensão) ou por injeção de argamassa nos condutos (processo da pós-tensão).

C A B O A D E R E N T E

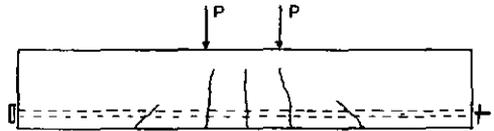
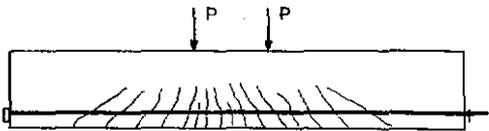
C A B O N Ã O A D E R E N T E

F I S S U R A Ç Ã O

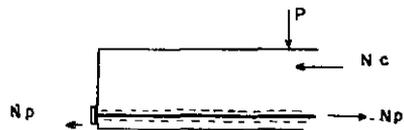
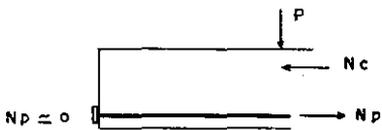
P R I M E I R A S F I S S U R A S



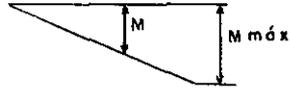
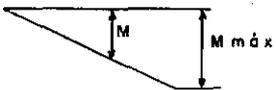
P R Ó X I M O À R U P T U R A



E S F O R Ç O S I N T E R N O S D E S P E R T A D O S N O C A B O D E V I D O À S S O L I C I T A Ç Õ E S E X T E R N A S



M O M E N T O E X T E R N O



E S F O R Ç O S D E S P E R T A D O S N O C A B O

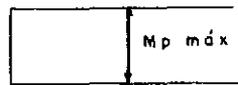


FIG 1 - ESQUEMA COMPARATIVO DO COMPORTAMENTO DAS VIGAS INJETADAS E NÃO INJETADAS

Segurança à Ruptura

Para se compreender o efeito da aderência sobre a segurança à ruptura, comparam-se os fenômenos COM e SEM aderência (Vide figura 1).

Ao aumentar-se a carga aparece, em ambos os casos, uma primeira fissura na região onde se apresentam as máximas tensões de tração. O conseqüente desaparecimento da resistência à tração do concreto produz o aumento brusco da tensão no aço. Se não existe aderência, esta tensão eleva-se bruscamente em todo o cabo, a não ser que seja diminuída por algum ponto de desvio (caso de cabos curvos). O aumento de tensão sobre um grande comprimento do cabo traz consigo um maior alongamento total o que faz com que a fissura se abra mais depressa. Após esta primeira fissura, surgem, na região de máximos momentos fletores, somente algumas fissuras¹ e bastante afastadas entre si; a linha neutra se eleva rapidamente diminuindo a zona de compressão de tal forma que a capacidade resistente da viga, nesta zona, se esgota prematuramente.

Se não existe aderência, obtém-se, pois, uma carga de ruptura baixa, em relação à viga com aderência e, não se pode aproveitar ao máximo a resistência do aço.

Em igualdade de seções, a capacidade resistente das vigas sem aderência pode ser de até 30% menor que a das vigas com aderência (5).

A falha prematura da viga desaparece ao estabelecer-se entre o concreto e as armaduras uma união capaz de resistir às solicitações cortantes. As tensões de aderência (tensões tangenciais entre os cabos e o concreto) absorvem diretamente junto à fissura

¹ A fissuração fica favorecida nos casos em que os cabos são curvos e/ou existe armadura passiva longitudinal pois, as tensões de tração se vêm reduzidas nos pontos de desvio (atrato cabo-bainha) ou absorvidas, em parte, pela armadura passiva. No entanto, não se altera muito a ruptura prematura da viga.

o aumento de tensão no aço; este fica limitado a um pequeno comprimento, que depende da qualidade da aderência, o que se traduz em um alongamento total pequeno e, portanto, a uma menor abertura de fissura.

Graças à aderência, se mantém, junto à fissura a tensão de tração do concreto, que aumenta ao aumentar-se a carga, originando, assim, outras fissuras a distâncias pequenas.

Em uma viga com aderência aparecem, portanto, um grande número de fissuras que se abrem muito lentamente; em consequência, a linha neutra se desloca também muito lentamente e a tensão no aço, na fissura, pode aumentar bastante, principalmente se a zona de compressão é suficientemente grande. Geralmente, enquanto o aço não alcança grandes deformações, não se abrem tanto as fissuras a ponto de provocar a falha da zona de compressão; se esta é pequena, pode ocorrer, no entanto, que se destrua antes que o aço alcance os limites de escoamento.

A aderência faz, conseqüentemente, com que se alcance a suficiente segurança à ruptura, usual no concreto armado, onde se aproveita ao máximo o aço.

A necessidade de se garantir a segurança à ruptura obriga a estabelecer-se a aderência, a não ser que se use uma quantidade excessiva de aço.

I - PLANO DE PESQUISA

O plano de pesquisa consistiu no ensaio de oito vigas que foram carregadas até a ruptura.

As vigas foram divididas em dois grupos (A e B) de quatro vigas com as mesmas características geométricas e mecânicas, concretadas e ensaiadas em épocas diferentes.

Foram tomados como parâmetros de variação a injeção de argamassa nos condutos e a tensão inicial aplicada na armadura de protensão.

A identificação das vigas foi feita pela simbologia abaixo:

V	-	Viga
I ou N	-	Injetada ou não
A ou B	-	Grupo pertencente
85, 65, 50	-	Tensão inicial aplicada na armadura de protensão (kN/cm ²).

A montagem escolhida foi a da viga simplesmente apoiada com duas cargas concentradas simétricas² (Vide figura I-1).

As cargas foram aplicadas às vigas por meio de dois macacos hidráulicos (carga máxima de 250 kN) conectados a um pulsador Amsler. Os incrementos de carga foram de 10 kN.

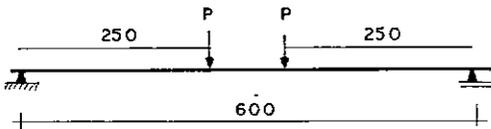


FIG. I. 1 - ESQUEMA DE CARREGAMENTO DAS VIGAS.

² Esta montagem é a mais usual nas investigações de ruptura pois tem a vantagem de combinar duas condições diferentes de teste;

- Flexão pura na região entre as cargas;
- Esforço cortante constante nas duas regiões extremas da viga.

Visando conseguir-se dados que possibilitassem um confronto entre os resultados obtidos para as vigas com e sem aderência, fizeram-se, quando da realização dos ensaios, as medições de:

Tensão nas armaduras de protensão e passiva

Extensômetros elétricos de resistência³ foram colados tanto na armadura protendida como na passiva para que, através as deformações, fosse possível obter-se as tensões atuantes nas respectivas seções. Estes extensômetros foram colados tanto na região de máximos momentos fletores (vide foto 9) como próximo aos apoios para que se pudesse verificar, na armadura de protensão, a transmissão ou não da tensão através do cabo, no caso das vigas não injetadas e injetadas respectivamente.

Colocou-se um dinamômetro (Vide foto 5), na ancoragem morta das vigas não injetadas, com a finalidade de também verificar-se a transmissão da tensão ao longo do cabo.

Colaram-se um total de 27 extensômetros por viga (15 na armadura de protensão e 12 na armadura passiva).

Deformações no concreto

Mediram-se, na região de máximos momentos fletores (flexão pura), as deformações no concreto na face superior e em seis⁴ linhas horizontais das faces laterais (Vide figura I-2), de forma a ser possível a definição da posição da linha neutra em cada estágio de carregamento.

Utilizou-se para medição um defômetro de base de medidas 250 mm (Vide foto 4).

³ Kyowa - Strain Gage com base de medidas de 5 mm.

⁴ Nas vigas do grupo B foi acrescentada a linha A (Vide figura I-2) com a finalidade de verificar-se com maior precisão a hipótese das seções planas.

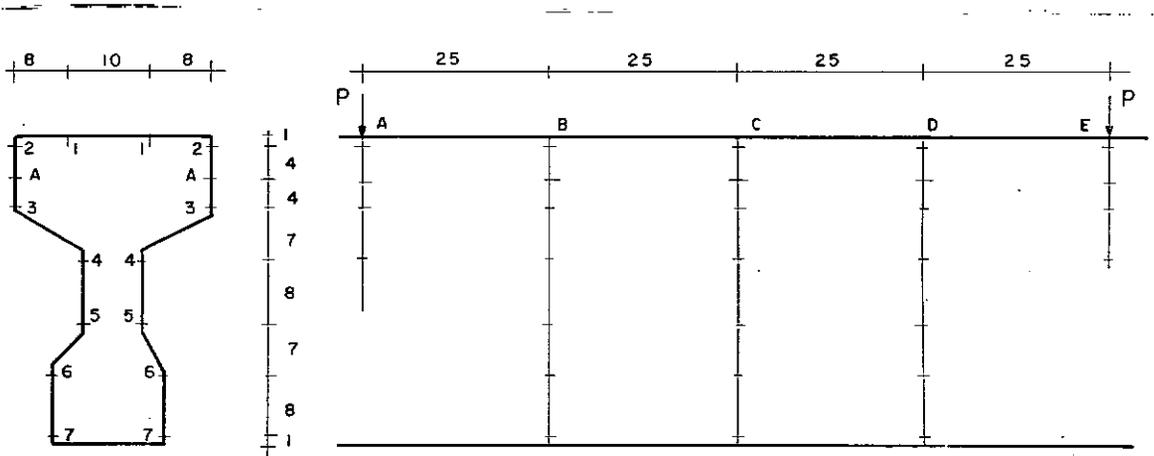


FIG. I.2 - DETALHE DO ESQUEMA PARA LEITURA DAS DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

Flechas

Mediram-se as deformações em diversos pontos da viga (Vide figura I-3)⁵ visando o traçado da sua deformada.

Utilizou-se para esta medição um catetômetro (Vide foto 7).

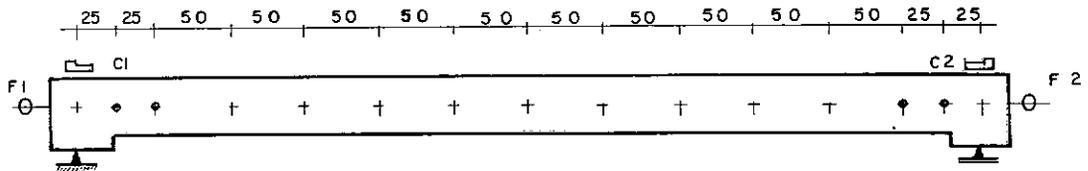


FIG. I.3 - ESQUEMA MOSTRANDO ONDE FORAM LIDAS AS FLECHAS, ROTAÇÕES E ENCURTAMENTO LONGITUDINAL.

⁵ As medidas nos pontos ⊕ são feitas para as vigas do grupo B

Rotações

Mediram-se rotações dos apoios utilizando-se clinômetros de bolha (Vide foto 5) (Vide figura I-3).

Encurtamento Longitudinal

Visando medir-se um possível encurtamento da viga, devido a efeitos de segunda ordem, colocaram-se flexímetros nas extremidades dos apoios (Vide foto 5 e 6) (Vide figura I-3).

Abertura de Fissuras

O crescimento das aberturas das fissuras foi acompanhado utilizando-se o "fissurômetro".

QUADRO I-1 - Resumo das medições realizadas com sensibilidade dos respectivos instrumentos

Medição	Instrumento	Sensibilidade
Def. na armadura	Extensômetro Elet.	10×10^{-6}
Def. no concreto	Defômetro	4×10^{-6}
Flechas	Catetômetro	0,1 mm
Rotações	Clinômetro	1,0 "
Encurt. Long.	Flexímetro	0,01 mm
Fissuras	Fissurômetro	0,1 mm

II - MATERIAIS

CONCRETO

Para a definição do traço do concreto recorreu-se ao método exposto em (4).

AGREGADOS

Utilizaram-se o agregado miúdo de granulometria mediana e o graúdo de diâmetro máximo 19mm (brita nº 1).

CIMENTO

Utilizou-se o cimento tipo Portland marca Barroso.

TRAÇO

O traço adotado foi 1:2,25: 3,25 em peso de cimento, areia e brita, sendo o consumo de cimento 336 kg/m³.

FATOR ÁGUA-CIMENTO

Como o concreto desejado deveria ter uma resistência relativamente alta (25 N/mm²), usou-se um fator água-cimento baixo (A/C = 0,54), sendo, para isso, controlada a umidade da areia antes de cada concretagem.

Apesar do baixo fator água-cimento adotado, obteve-se uma boa trabalhabilidade, a qual pode ser retratada pelo ensaio de abatimento (Slump test) em média 16 mm, convindo citar que foi usado um vibrador de imersão para o adensamento.

TABELA II.1 - Características e proporções dos materiais utilizados na laboração do concreto.

Traço Pêso	Areia Ø máx.	Brita Ø máx.	Fator A/C	Cimento Portland
1:2,25:3,25	mediana	19mm	0,54	Barroso

CORPOS DE PROVA

Moldaram-se para cada viga 12 corpos de prova os quais foram ensaiados à tração ou à compressão, no mesmo dia em que se aplicou a protensão ou fêz-se o ensaio da peça (Vide Tabelas II-2 e V-1).

Para os corpos de prova ensaiados à compressão, além da resistência, obteve-se a densidade e o módulo de deformação dinâmico. Para este último utilizou-se o aparelho de emissão de ondas (Excitation Amplifier G M 5535) com o qual, através a frequência de ressonância em vibração longitudinal no meio considerado, consegue-se defini-lo.

A seguir é mostrada a maneira como se define o módulo de deformação dinâmico de um corpo de prova.

Sendo:

L	= comprimento	mm
γ	= peso específico	N/mm ³
g	= aceleração da gravidade (9810)	mm/seg ²
ρ	= massa específica	kg/mm ³
c	= velocidade de propagação do som	mm/seg
f	= frequência natural de vibração longitudinal	kC/seg
T	= período de ressonância	seg
Ed	= módulo de deformação dinâmico	N/mm ²

$$l = \frac{\gamma}{g}$$

$$c = \sqrt{\frac{E_d}{l}}$$

$$T = \frac{2 L}{c}$$

$$f = \frac{c}{2 L}$$

$$E_d = 4 L^2 f^2 \frac{\gamma}{g} \quad \text{ou}$$

$$E_d = (2 L f)^2 \frac{\gamma}{g}$$

O CEB-FIP na sua recomendação R.12,221 permite calcular o módulo de deformação longitudinal tangente na origem E_{cj} do concreto, de agregados normais, com a idade de j dias pelas fórmulas.

$$E_{cj} = 66000 \sqrt{f_{ccj}} \quad \text{onde } E_{cj} \text{ e } f_{ccj} \text{ são expressos em N/cm}^2$$

$$E_{cj} = 21000 \sqrt{f_{ccj}} \quad \text{para } E_{cj} \text{ e } f_{ccj} \text{ em kgf/cm}^2$$

TABELA II-2 - Valores médios dos corpos de prova ensaiados no dia da ruptura da viga

VIGA	IDADE (DIAS)	f_{ct} (N/mm ²)	f_{cc} (N/mm ²)	γ (N/mm ³)	E_{cd} (N/mm ²)	E_c (CEB) (N/mm ²)
VIA/85	56	3,1	29,0	0,231	30500	35700
VIA/65	57	2,7	30,0	0,229	29000	36300
VNA/85	53	2,9	26,0	0,229	29000	33800
VNA/65	60	-	-	-	-	-
VIB/85	69	2,7	30,0	0,231	32500	36300
VIB/50	77	2,7	30,0	0,231	32000	36300
VNB/85	69	2,6	31,5	0,231	32000	37200
VNB/50	78	2,9	30,5	0,228	31500	36600

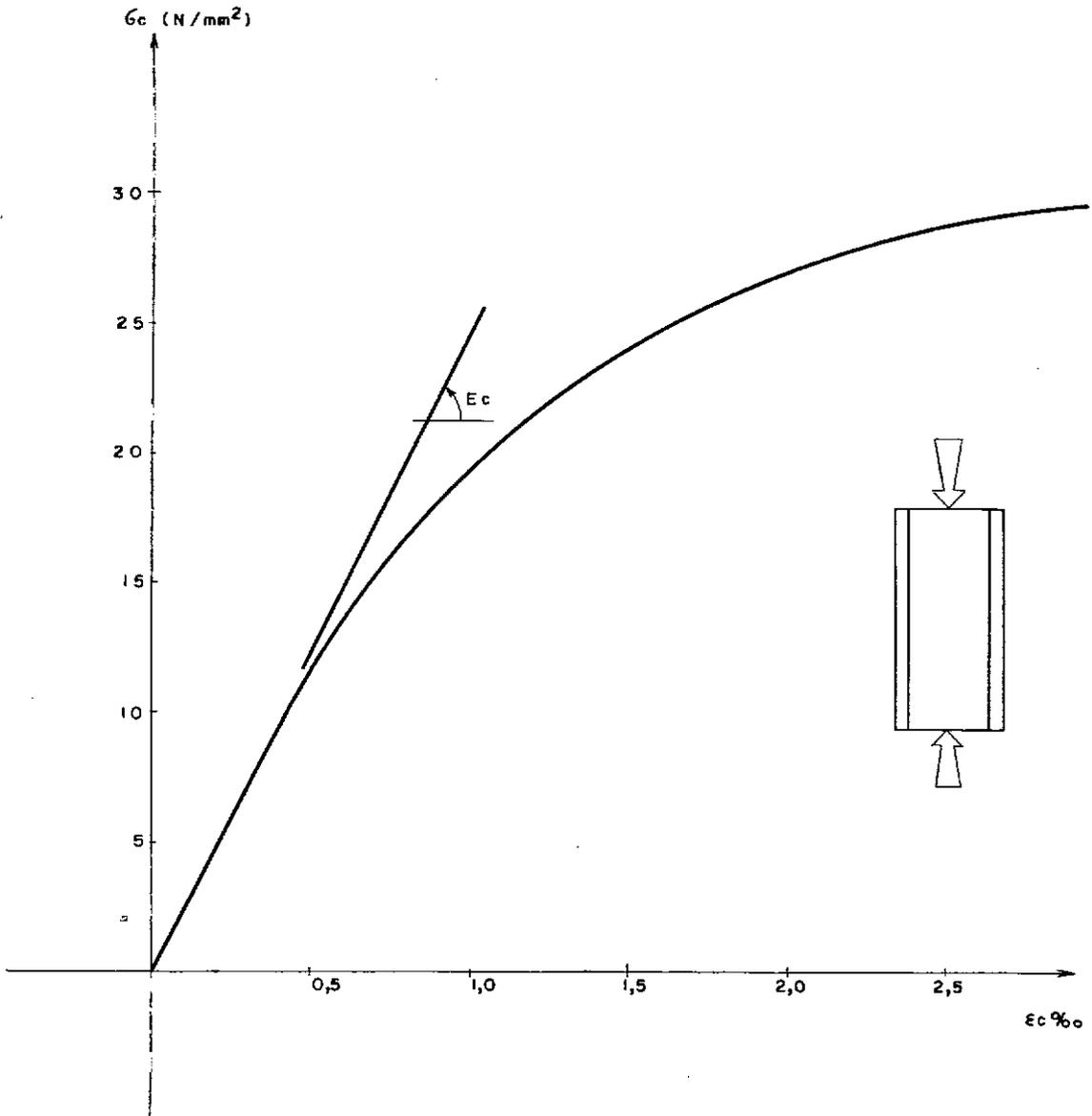


FIG. II - 1 DIAGRAMA TENSÃO -X- DEFORMAÇÃO, TOMADO COMO PADRÃO, DOS CORPOS DE PROVA DE CONCRETO EN-SAIADOS À COMPRESSÃO.

AÇO

Utilizaram-se além do aço CP.125/140 de protensão, os aços CA 50-B, para a armadura longitudinal passiva e o aço CA 24, para a armadura transversal.

Para o aço de protensão foi adotado o cabo de 9 fios de diâmetro 7 mm (9 Ø 7 mm), existindo bastante uniformidade no comportamento dos fios tanto no escoamento quanto na ruptura que, como era de se esperar, apresentaram tensões de valores bem mais elevados que as garantidas pelo fabricante.

Os valores obtidos para as tensões de escoamento convencional de ruptura foram respectivamente 1520 e 1700 (Vide figura II-2) em lugar de 1250 e 1400 (N/mm²) que são as mínimas garantidas pelo fabricante.

Para a armadura longitudinal passiva adotou-se a bitola de 7,9 mm (5/16"). As amostras ensaiadas apresentaram, em média, um diagrama como o mostrado na Figura II-3.

ARGAMASSA PARA INJEÇÃO

A argamassa utilizada para a injeção nos condutos foi composta de uma mistura de água e cimento estando os mesmos na proporção A/C = 0,5.

A mistura foi feita através de uma bomba manual e a injeção executada segundo os requisitos e técnicas STUP (20).

Para cada viga injetada foram moldados 5 corpos de prova os quais foram ensaiados à compressão no dia da ruptura da peça.

A Tabela II-3 apresenta os resultados obtidos para estes corpos de prova.

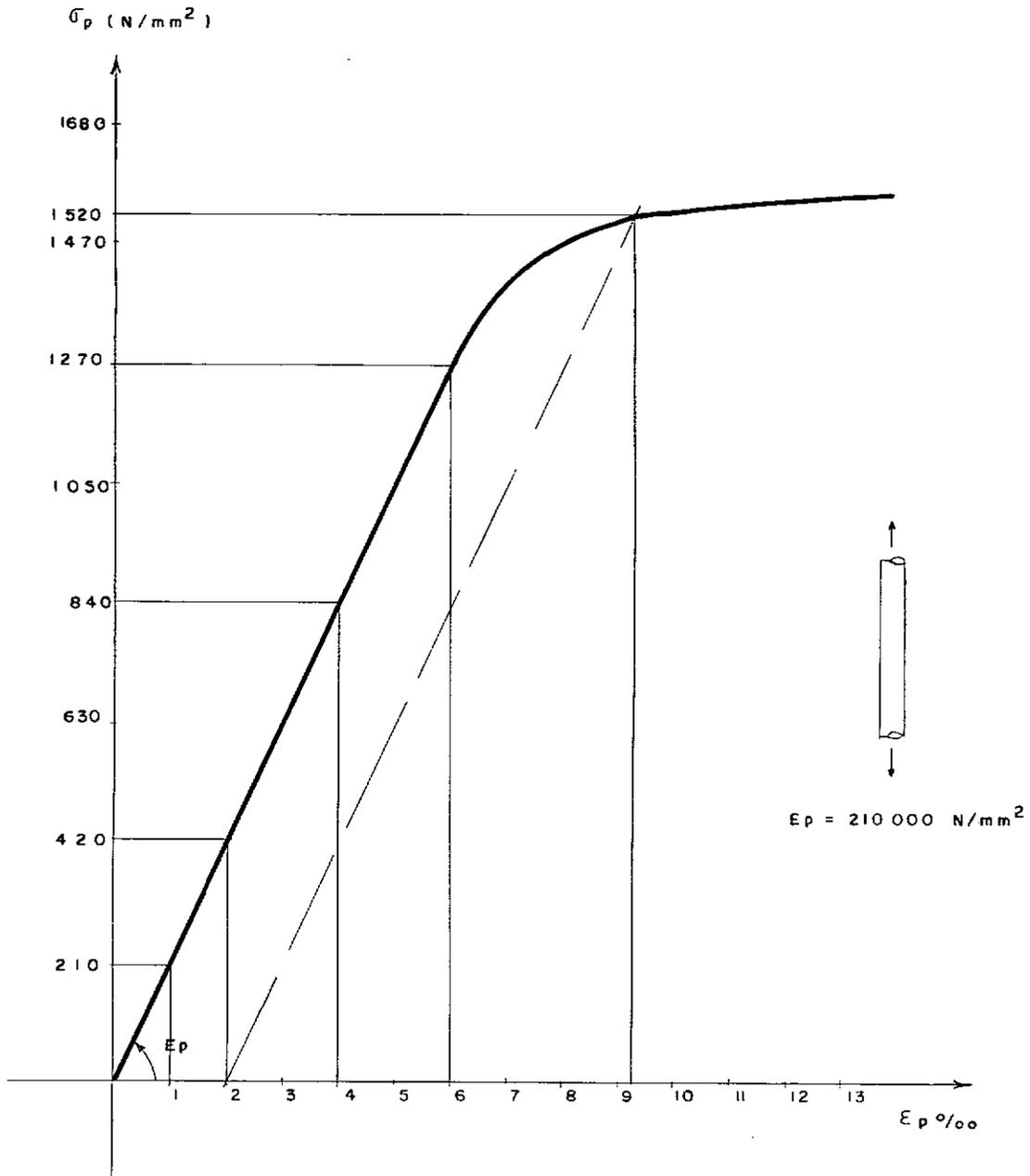


FIG. II-2 - DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO AÇO DE PROTENSÃO CP 1250/1400

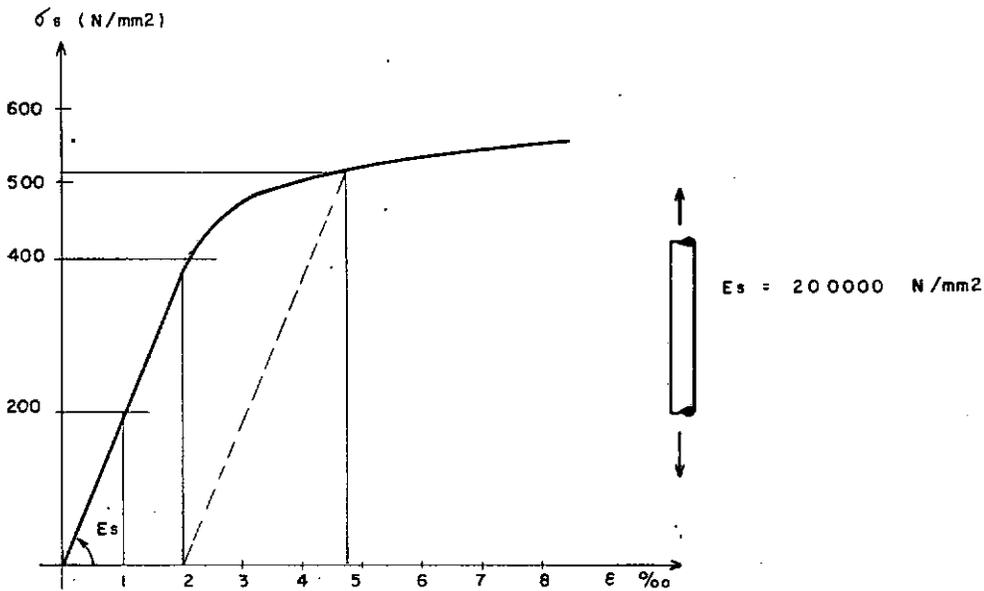


FIG. II. 3 - DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO AÇO CA. 50. B.

TABELA II-3 - Resistência dos corpos de prova (50 x 100 mm) de argamassa para a injeção nos condutos.

VIGA	VIA/85					VIA/65				
IDADE (DIAS)	7	7	14	14	14	14	14	14	14	14
$f_{cc}(N/mm^2)$	12,5	14,1	17,7	20,2	16,1	15,3	13,8	16,3	20,8	17,7

VIGA	VIB/85					VIB/50				
IDADE (DIAS)	27	27	28	27	27	34	34	34	34	34
$f_{cc}(N/mm^2)$	14,3	14,6	16,4	17,8	18,6	15,0	18,1	19,6	-	20,0

III - DIMENSIONAMENTO

INTRODUÇÃO

Sabe-se ser a seção ideal para o dimensionamento aquela que, para uma mesma área (A_c) em relação a outras seções, apresenta um maior módulo de resistência (W) pois, neste caso, teremos menores tensões normais devido às solicitações de flexão (Vide equação III.1).

Esta seção deve ter o aspecto de uma viga "duplo T" (Vide figura III-1.C).

$$\text{Eq. III-1} \quad \sigma_{s,i} = \frac{V}{A_c} + \frac{V \cdot e}{W_{s,i}} + \frac{M_{\text{ext}}}{W_{s,i}}$$

Em vigas de pequeno vão nas quais os esforços de flexão devido ao peso próprio não são predominantes em relação às solicitações externas (protensão e sobrecarga em geral), para que se tenha tensões de tração as menores possíveis nas fibras superiores⁶, no instante da protensão, tais que possam ser resistidas pelo concreto, é necessário que o seu módulo de resistência superior ($W_s = I/y_s$) seja o maior possível, o que é conseguido com o levantamento do centro de gravidade da seção de concreto.

Atendendo à justificativa acima, escolheu-se a seção da figura III-1.C para as vigas ensaiadas, na qual o alargamento inferior se deve unicamente às condições construtivas no que se refere à passagem do conduto para o cabo de protensão.

Para a escolha da viga ideal, dentro das condições desejadas, elaborou-se um programa para computadores, o qual fornece os valores geométricos da seção considerada.

O apêndice 1 apresenta uma listagem deste programa.

⁶ Nos casos em que o centro de gravidade dos cabos de protensão está abaixo do centro de gravidade da seção de concreto.

CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS

Consideraram-se como nulas as possíveis perdas existentes devido ao atrito cabo-bainha e à fluência e retração pois, com relação à primeira, o cabo era reto e curto, enquanto para as últimas, pelo fato do ensaio ter sido realizado poucos dias após a protensão, não houve tempo para que se fizessem sentir.

Visando simular estas perdas, aplicou-se na armadura de protensão uma tensão inicial relativamente baixa⁷, em relação a que é permissível, atendendo à P - NB - 116.

A perda devido a acomodação da ancoragem foi considerada no momento da protensão.

As considerações teóricas de cálculo foram baseadas no comportamento da viga que contém o conduto da armadura de protensão injetado.

Para dissipar a concentração de tensões, na região das ancoragens, as vigas tiveram as suas seções projetadas em forma retangular (Vide figura III-1.b).

Adotaram-se os valores de cálculo iguais aos valores característicos ($\gamma_c = \gamma_s = 1$) obtidos através de ensaios dos materiais (Vide Capítulo II).

Considerou-se, para o concreto, o coeficiente de minoração de 0,85 (efeito Rusch) que leva em conta a queda da resistência sob ação de cargas de certa duração.

Estudos experimentais (12) demonstram que acima de 60 minutos este fator age quase integralmente e, na pesquisa realizada, o ensaio durou aproximadamente 150 minutos.

⁷ Isto implica em reduzirem-se também as tensões nas fibras extremas da seção de concreto.

DIMENSIONAMENTO PROPRIAMENTE DITO

A partir da definição da seção transversal da peça, do tipo de cabo para a armadura de protensão e da resistência à compressão do concreto, foi calculado o pré-alongamento que se deveria aplicar à armadura de protensão para que, quando do ensaio, a ruptura se desse por esmagamento do concreto ($\epsilon_c \geq 3,5\%$) em concomitância ao escoamento do aço.

Considerando-se que na ruptura a armadura estivesse escoando ($\sigma_p \geq f_{yp 0,2}$), calculou-se o alongamento (ϵ_{yp}) que a mesma apresentava no momento em que o concreto apresentasse a deformação $\epsilon_c = 3,5\%$

Recorrendo-se à figura II-2 consegue-se calcular o mínimo pré-alongamento necessário, como mostrado abaixo:

$$\epsilon_{yp1} \geq \epsilon_{yp 0,2} - \epsilon_{yp}$$

No sub-capítulo seguinte voltaremos a abordar o assunto.

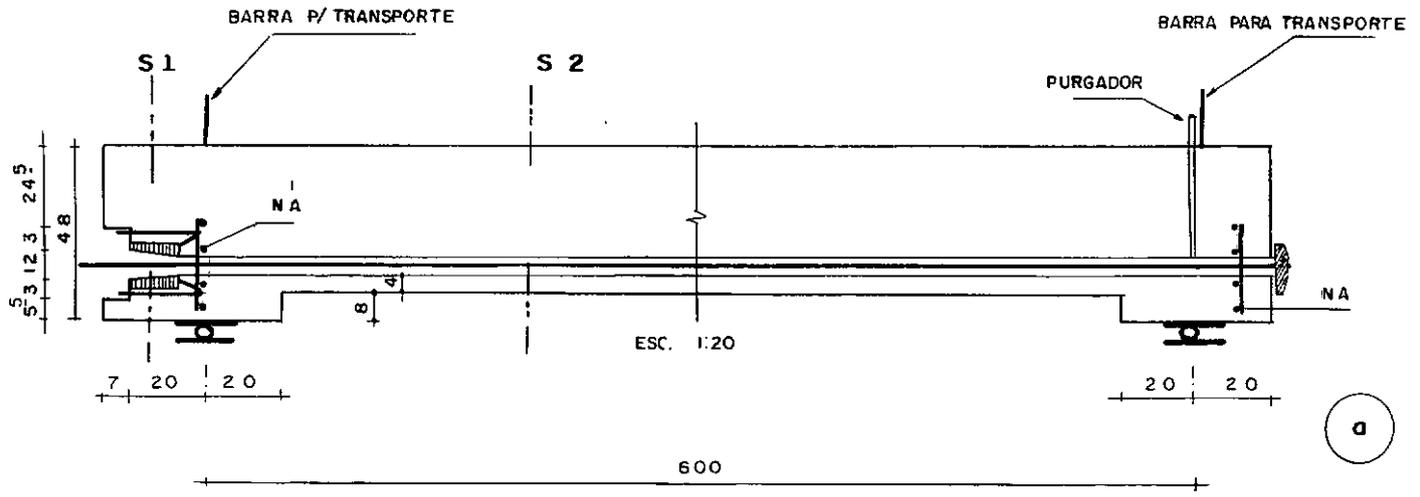
As armaduras longitudinais passivas tiveram como finalidades principais absorver os esforços de flexão (armadura inferior) provocados pelo peso próprio e as tensões nas fibras superiores (armadura superior) respectivamente antes e depois da protensão.

Convém citar que as contribuições destas armaduras na absorção dos esforços, devido à flexão, foram consideradas.

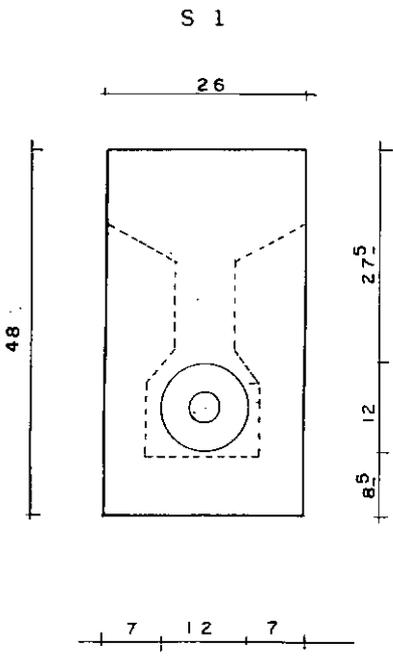
A armadura transversal calculada deu abaixo da mínima especificada pelo CEB-FIP, o que levou a adotar-se a apresentada na figura III-2.

A armadura necessária à absorção dos esforços, devido à força de protensão, na zona de regularização de tensões, foi calculada segundo (10) e adotada a recomendada por (20).

As figuras III-1 e III-2 apresentam os detalhes da seção de concreto e das armaduras dimensionadas.

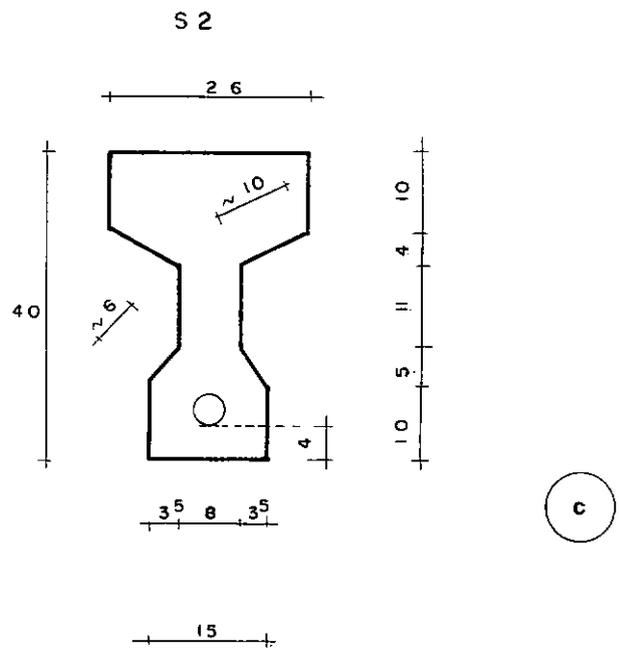


a



ESC. 1:10

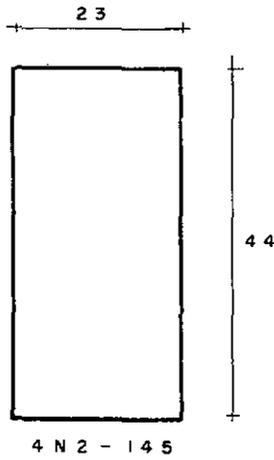
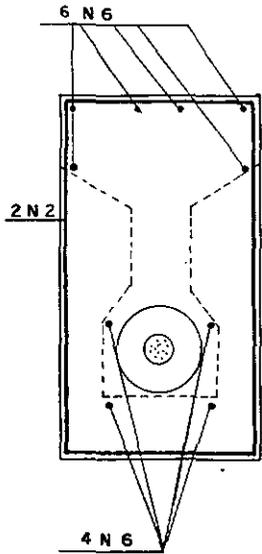
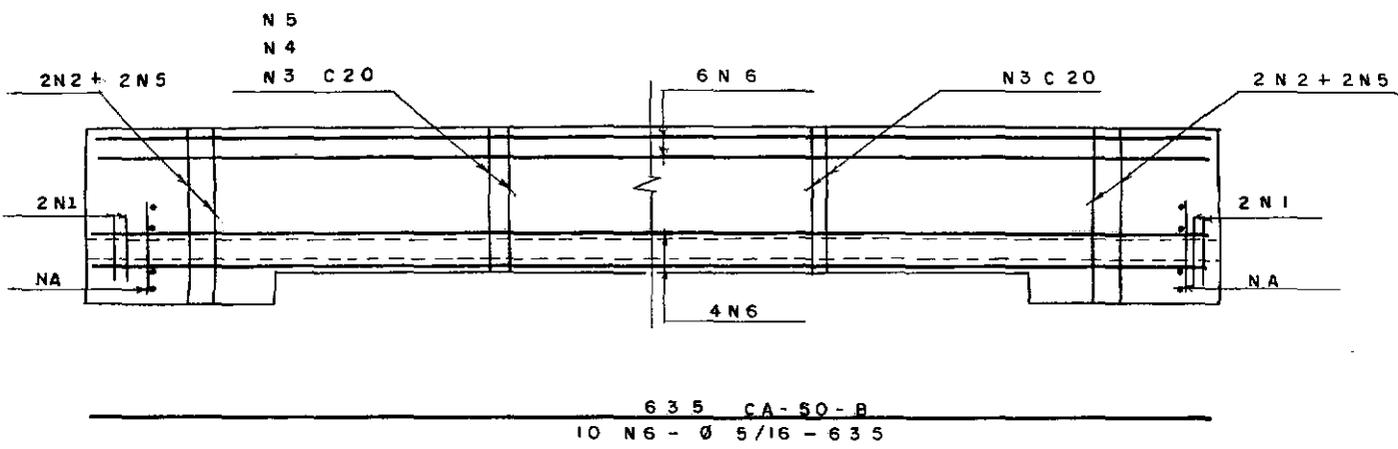
b



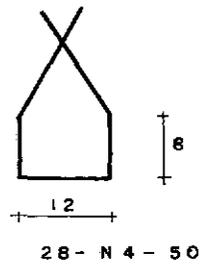
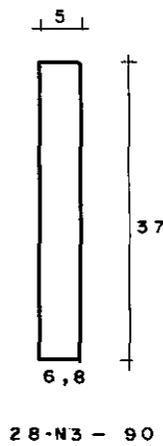
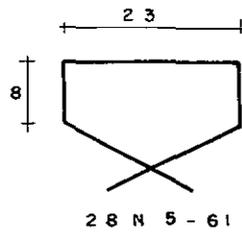
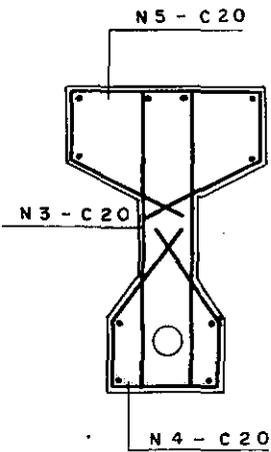
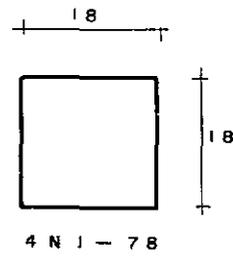
c

FIG. III - 1

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DAS VIGAS



ESTRIBOS Ø 1/4 CA-24



FRETAGEM

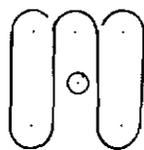
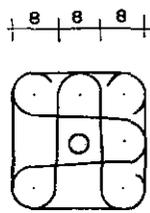


FIG. III - 2 DETALHE DAS ARMADURAS

PROTENSÃO

A partir da definição do mínimo pré-alongamento (Vide subcapítulo anterior) necessário para que fosse garantido o escoamento da armadura, no momento da ruptura da viga por esmagamento do concreto ($\epsilon_c \geq 3,5\%$), definiram-se as tensões iniciais que se deveriam aplicar na armadura de protensão visando simular-se as perdas devido à fluência e retração e evitar-se as tensões de tração excessivas nas fibras extremas da seção de concreto.

Tentando-se observar a influência da força de protensão inicial no comportamento da viga, fez-se variar a mesma na proporção 1,3:1 sendo, para isto, aplicadas as tensões de 850, 650 e 500 N/mm².

Protenderam-se as vigas em idades aproximadamente iguais a 26 dias (Vide Tabela V-1).

CONTROLE DAS TENSÕES NO CONCRETO

A influência das tensões devido ao peso próprio em relação às devido à força de protensão (Vide Introdução) é relativamente pequena principalmente considerando-se que as primeiras diminuem à medida que a seção se aproxima dos apoios enquanto as últimas têm valor constante ao longo de toda a viga (Vide figura III-3).



FIG. III 3 - TENSÕES DESPERTADAS NAS SEÇÕES FUNÇÃO DO TIPO DE CARREGAMENTO.

No instante da ancoragem o cone Freyssinet apresenta uma perda, devido a acomodação dos fios, de, em média, 5 mm⁸ (cabo 12 Ø 7 mm). Esta perda independe das dimensões da viga e sua influência é tanto maior quanto menor for o comprimento do respectivo cabo.

A seguir mostra-se a influência da perda devido à acomodação dos fios na ancoragem.

Sendo para as vigas ensaiadas

$$l = 6300 \text{ mm}$$

$$E_p = 210000 \text{ N/mm}^2$$

A perda de 5 mm corresponde a uma deformação de:

$$\epsilon_p = \frac{\Delta l}{l} \qquad \epsilon_p = \frac{5}{6300} \approx 0,8\%$$

Esta deformação corresponde a uma perda de tensão de:

$$\begin{aligned} \sigma_p &= E_p \cdot \epsilon_p & \sigma_p &= 210 \times 10^3 \times 0,8 \times 10^{-3} = \\ & & &= 168 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Para compensar-se esta perda inevitável, no instante da ancoragem, aumentou-se a tensão na armadura de protensão de forma que, depois de ancorado, a tensão final no cabo ficou aproximadamente a desejada.

O acréscimo da tensão na armadura protendida ocasionou um aumento nas tensões de tração atuantes nas fibras superiores da seção de concreto de tal forma que foi necessário simular-se um aumento no peso próprio da viga, a fim de que fossem diminuídas estas tensões.

⁸

A perda na acomodação da ancoragem é tanto maior quanto maior for a bitola do fio ou cordoalha utilizada (20).

A simulação do peso próprio consistiu na concentração de pesos na região central da viga, observando-se que a mesma só se fez necessária para as vigas nas quais a tensão de protensão inicial era de 850 N/mm^2 .

A tabela III-1 apresenta um resumo deste sub-capítulo.

VIGA	TENSÃO DESEJADA (N/mm^2)	TENSÃO APLICADA (N/mm^2)	PERDA MEDIDA (mm)	TENSÃO ⁹ SUPOSTA ATUANTE (N/mm^2)
VIA/85	850	1020	5	853
VNA/85	850	1020	4	886
VIA/65	650	820	3	720
VNA/65	650	820	3	720
VIB/85	850	1020	4	886
VNB/85	850	1020	5	853
VIB/50	500	670	4	536
VNB/50	500	670	-	-

⁹ Convém citar que as vigas não tiveram uma ancoragem muito regular, inclusive, apresentando alguns fios totalmente sem tensão. Isto ocorreu devido ao desequilíbrio do macaco, o qual é próprio para cabos de 12 fios, sendo que, nos cabos usados, retiraram-se 3 dos fios para ter-se uma força de protensão menor ao mesmo tempo que mantinha-se a tensão desejada.

IV - RESULTADOS TEÓRICOS

Os resultados teóricos foram obtidos a partir de um programa para computadores, elaborado pelo Eng^o José Cláudio de Faria Telles, o qual analisa pórticos planos em concreto armado através análise não-linear, segundo a formulação recomendada pelo CEB-FIP.

Numericamente procede-se por superposição de cálculos lineares, corrigindo a cada passo as características não lineares de cada membro com base nos resultados obtidos na etapa anterior. No caso da não linearidade física, estas características são:

$$\text{Rigidez secante à flexão} - EI = \frac{M}{C_v}$$

$$\text{Rigidez secante à deformação axial} - EA = \frac{N}{\epsilon_{c.g.}}$$

onde:

- M = momento atuante em relação ao c.g. da seção de concreto
- N = normal atuante em relação ao c.g. da seção de concreto
- C_v = curvatura
- $\epsilon_{c.g.}$ = deformação ao nível do c.g. da seção de concreto

A seguir são apresentadas as hipóteses de cálculo adotadas no programa e as adaptações que se fizeram necessárias para usá-lo adequadamente no caso de vigas em concreto protendido.

HIPÓTESES DE CÁLCULO

AÇO

O diagrama real do aço é representado por um diagrama teórico definido pelas expressões.

$$\sigma_s \leq 0,7 f_y \quad \epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E}$$

$$0,7 f_y \leq \sigma_s \leq f_y$$

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,823 \left(\frac{\sigma_s}{f_y} - 0,7 \right)^5$$

No programa, como simplificação foi adotada a substituição do trecho curvo por 3 retas, conforme a figura IV.1.

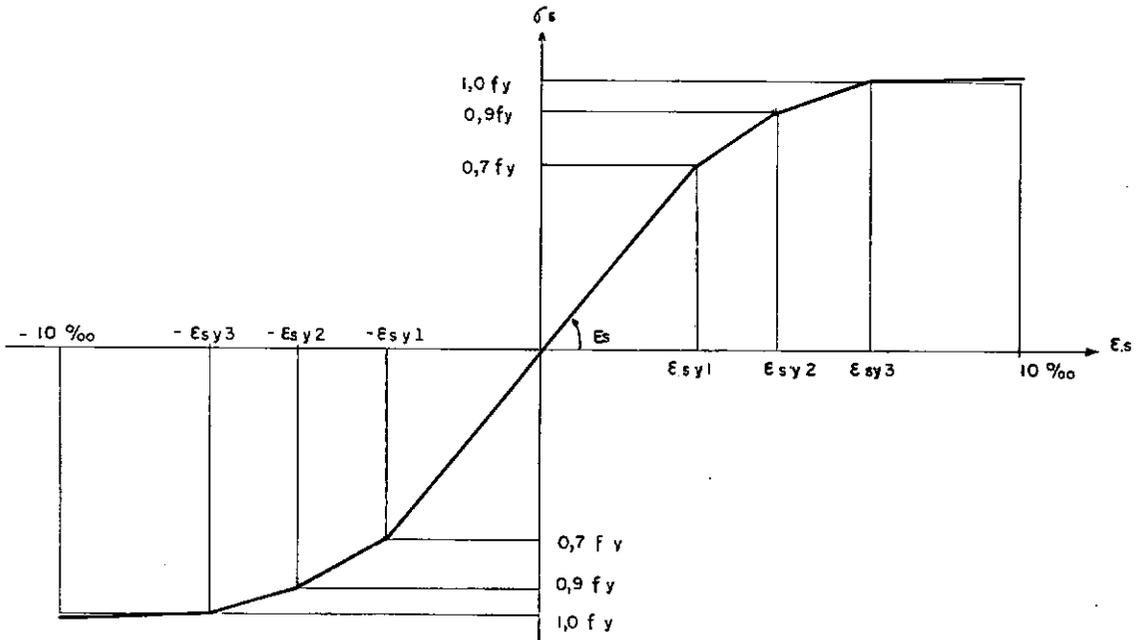


FIG. IV. 1. DIAGRAMA SIMPLIFICADO PARA O AÇO

onde:

$$\epsilon_{sy1} = \frac{0,7 f_y}{E_s}$$

$$\epsilon_{sy2} = \frac{0,9 f_y}{E_s} + 0,263\%$$

$$\epsilon_{sy3} = \frac{fy}{E_s} + 2\text{‰}$$

CONCRETO

Estão previstas no programa apenas as relações entre tensão e deformação para cargas de curta duração, sendo que, não se considera qualquer resistência à tração do concreto. (Vide figura IV-2)

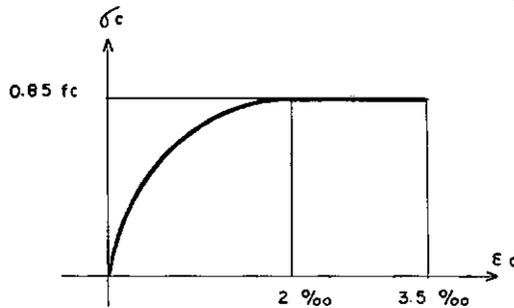


FIG. I V. 2 DIAGRAMA ADOTADO PARA O CONCRETO

O diagrama do concreto pode ser representado matematicamente pelas expressões:

$$0 \leq \epsilon_c \leq 2\text{‰} \quad \sigma_c = 0,85 f_c \left(2 - \frac{\epsilon_c}{2\text{‰}}\right) \frac{\epsilon_c}{2\text{‰}}$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_c \leq 3,5\text{‰} \quad \sigma_c = 0,85 f_c$$

O coeficiente 0,85 se deve ao fato de ser considerado o "efeito Rusch" na resistência do concreto ou se for o caso pelas condições de concretagem.

HIPÓTESE DAS SEÇÕES PLANAS

É admitido que as seções transversais dos membros permaneçam planas e normais ao eixo da peça, com perfeita aderência entre o aço e o concreto.

CONSIDERAÇÕES DE RUPTURA

O esgotamento da capacidade resistente da seção é considerado, de acordo com as deformações limites, especificadas pelo CEB-FIP, caracterizadas pelas três zonas demarcadas na figura IV-3.

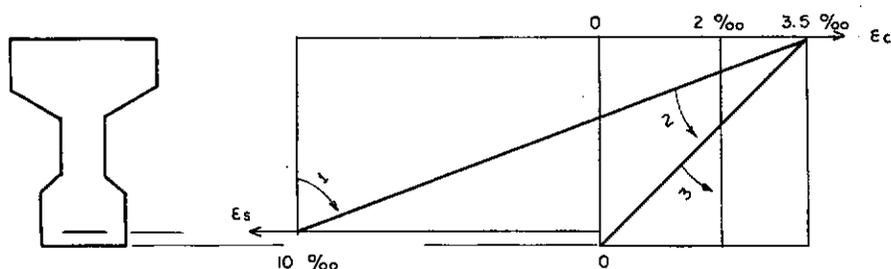


FIG. IV. 3. DIAGRAMA DAS DEFORMAÇÕES LIMITES ESPECIFICADAS PELO CEB-FIP

Para ser possível o uso do programa, foi necessário fazer-se algumas modificações as quais satisfizeram plenamente.

1 - Por ser o programa para concreto armado, ficou impraticável o fornecimento do pré-alongamento do aço de protensão (ϵ_1), o que foi solucionado reduzindo-se o diagrama do aço conforme a figura IV-5 e aplicando-se os esforços, correspondentes ao pré-alongamento, como esforços externos atuantes nas extremidades da viga, ao nível do centro de gravidade (Vide figura IV-4).

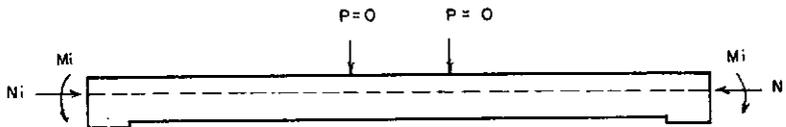


FIG. IV - 4. CARREGAMENTO CORRESPONDENTE AO PRÉ-ALONGAMENTO DO AÇO

Onde:

N_1 = esforço normal de protensão

M_1 = momento fletor, produzido pelo esforço N_1 , em relação ao C.G.

2 - O programa só analisa um tipo de aço. Isto obrigou o que se modificassem as áreas de armadura passiva (tração e compressão), proporcionalmente a relação entre a sua tensão de escoamento e a fornecida ao programa, (correspondente ao aço de protensão) de tal forma a haver um comportamento coerente com a realidade¹⁰.

3 - Ao fazer-se atuar os esforços de protensão como esforços externos, a armadura de protensão, fornecida ao programa como armadura passiva, ficou teoricamente comprimida, o que obrigou a fazer-se uma nova modificação no diagrama do aço a partir do encurtamento calculado ($\Delta \epsilon_p$). Esta nova modificação consistiu na redução da

¹⁰ Esta solução pode ser considerada exata para o cálculo próximo à ruptura da viga. Na fase elástica, existe um erro devido aos módulos de deformação dos aços serem aproximadamente os mesmos, porém, este erro não chega a afetar os resultados, pelo fato da armadura de protensão ser predominante sobre as demais.

tensão de escoamento (f_{y_p}) fornecida ao programa, de um valor equivalente a $\Delta\sigma_p = E_p \times \Delta\epsilon_p$ (Vide figura IV-5).

Respostas Fornecidas pelo Programa

O programa pesquisa iterativamente a capacidade de carga resistida pela viga e para cada verificação fornece como respostas:

- 1 - Deslocamentos lineares na direção dos eixos x e y e rotação em torno do eixo z, para todos os nós.
- 2 - Ações nas extremidades dos membros e reações de apoio.

Introduziram-se algumas modificações no programa com a finalidade de obter-se, para seções específicas, a curvatura e a deformação ao nível do centro de gravidade da seção de concreto, o que permitiu ter-se as deformações em todos os níveis desejáveis.

V. - RESULTADOS EXPERIMENTAIS

A análise dos resultados consta de diagramas comparativos entre os resultados apresentados para as vigas que possuem os condutos injetados e não injetados, sendo feitos comentários prévios sobre cada grupo de diagramas.

Os diagramas traçados, a menos de quando observado, são referentes a uma seção genérica da região de flexão pura.

Os diagramas teóricos apresentados são relativos unicamente às vigas injetadas. Os valores numéricos utilizados para o traçado destes diagramas são os resultados fornecidos pelo programa utilizado.

As leituras para a carga de ruptura foram realizadas pelo fato dos macacos, utilizados para aplicação das cargas, terem acabado os seus cursos (12 cm) o que provocou a estabilização das deformações plásticas da viga. Neste instante as fibras mais comprimidas da seção de concreto apresentavam as primeiras esfoliações (Vide foto 8) correspondentes à sua ruptura. Observa-se que, após a realização destas leituras a peça foi descarregada, conservando a sua deformação plástica, o que possibilitou, com um novo curso do macaco, rompe-la.

Convém citar que:

- 1 - A viga VNA/65, por problemas de concretagem, teve a região central recuperada, o que pode justificar as suas deformações excessivas para cargas relativamente baixas.
- 2 - As vigas da série B, mais que as da série A, tiveram a sua protensão prejudicada pelo desequilíbrio do macaco¹¹ no momento da ancoragem.
- 3 - Para a viga VNB/85 não foram realizadas as leituras referentes à última etapa de carregamento por ter sido a mesma feita bruscamente, levando a viga à ruptura (Vide foto 16).

¹¹ Vide número 9

A seguir são apresentadas algumas tabelas referentes aos resultados obtidos.

TABELA V-1 - Resumo dos valores encontrados para as vigas ensaiadas.

VIGA	PROTENSÃO		ENSAIO			ENSAIO		
	IDADE (dias)	f_{ct} (N/mm^2)	IDADE (dias)	f_c (N/mm^2)	f_{ct} (N/mm^2)	Pf/1000 (N)	Pu/1000 (N)	Pf/Pu
VIA/85	27	2,8	56	29,0	3,1	30	80	0,375
VNA/85	26	2,6	53	26,0	2,9	27	70	0,385
VIB/85	28	2,3	69	30,0	2,7	26	70	0,371
VNB/85	26	2,2	69	31,5	2,6	23	60	0,385
VIA/65	27	2,5	57	30,0	2,7	20	70	0,285
VNA/65	26	2,6	60	-	-	18	60	0,300
VIB/50	27	2,1	77	30,0	2,7	20	65	0,307
VNB/50	25	2,0	78	30,5	2,9	15	52	0,288

TABELA V-2 - Relação entre as cargas de ruptura para as vigas injetadas e não injetadas.

	VIA/85	VNA/85	VIB/85	VNB/85	VIA/65	VNA/65	VIB/50	VNB/50
Pu (kN)	80	70	70	60	70	60	65	52
Pu/Pu	1,14		1,17		1,17		1,25	
Pu/Pu	0,88		0,86		0,86		0,80	

TABELA V-3 - Medições referentes à carga P = 20 kN

VIGA	FLECHA MÁX. f(cm)		DEF.CONC.MÁX. $\epsilon_c \times 10^{-3}$		DEF.ARM.PROT. $\epsilon_P \times 10^{-3}$		ROTAÇÃO APOIO $\theta \times 10^3$ (rad)	
	EXP.	TEOR.	EXP.	TEOR.	EXP.	TEOR.	EXP.	TEOR.
VIA/85	0,98	1,04	0,48	0,21	0,60	0,13	4,10	5,71
VNA/85	1,02	-	0,64	-	0,20	-	4,60	-
VIB/85	0,95	1,04	0,48	0,21	0,40	0,13	4,00	5,71
VNB/85	0,95	-	0,48	-	0,20	-	4,10	-
VIA/65	1,00	1,12	0,46	0,25	0,50	0,20	4,50	5,23
VNA/65	1,58	-	0,80	-	0,33	-	6,71	-
VIB/50	1,00	1,30	0,50	0,29	0,60	0,20	4,45	4,75
VNB/50	1,80	-	0,68	-	0,40	-	7,05	-

TABELA V-4 - Medições referentes à carga P = 50 kN

VIGA	FLECHA MÁX. f(cm)		DEF.CONC.MÁX. $\epsilon_c \times 10^{-3}$		DEF.ARM.PROT. $\epsilon_P \times 10^{-3}$		ROTAÇÃO APOIO $\theta \times 10^3$ (rad)	
	EXP.	TEOR.	EXP.	TEOR.	EXP.	TEOR.	EXP.	TEOR.
VIA/85	3,67	2,88	1,64	1,10	2,20	1,66	16,82	14,32
VNA/85	4,60	-	2,32	-	1,10	-	19,15	-
VIB/85	3,95	2,88	1,76	1,10	2,20	1,66	17,90	14,32
VNB/85	5,44	-	2,80	-	1,80	-	23,25	-
VIA/65	4,20	3,48	1,64	1,30	2,70	2,30	18,92	16,31
VNA/65	6,85	-	3,00	-	1,70	-	27,42	-
VIB/50	5,15	4,10	1,92	1,44	2,50	2,78	22,50	19,36
VNB/50	10,89	-	4,40	-	2,40	-	41,50	-

TABELA V-5 - Medições referentes à carga de ruptura

VIGA	RUPTURA		EFICIÊNCIA	FLECHA MÁX.		DEF.CONC.MÁX.		DEF.ARM.PROT.		ROTAÇÃO APOIO	
	P_u (kN)		P_u (exp.)	f (cm)		$\epsilon_c \times 10^3$		$\epsilon_p \times 10^3$		$\theta \times 10^3$ (rad)	
	EXP.	TEOR.	P_u (teor)	EXP.	TEOR.	EXP.	TEOR.	EXP.	TEOR.	EXP.	TEOR.
VIA/85	80	71,3	1,12	11,50	7,73	4,80	3,50	6,90	7,80	46,00	34,10
VNA/85	70	-	-	10,50	-	5,50	-	4,50	-	42,20	-
VIB/85	70	71,3	0,98	10,58	7,73	4,20	3,50	5,00	7,80	43,30	34,10
VNB/85	60	-	-	10,90*	-	5,30*	-	2,90	-	39,05*	-
VIA/65	70	70,5	0,99	9,65	8,20	3,60	3,50	5,00	7,72	39,52	37,06
VNA/65	60	-	-	11,12	-	5,20	-	2,70	-	44,20	-
VIB/50	65	69,5	0,93	12,11	8,54	3,80	3,50	3,60*	7,56	39,00*	38,82
VNB/50	52	-	-	12,20*	-	4,90*	-	2,60*	-	45,00*	-

* Este sinal indica que os valores foram extrapolados.

Flechas máximas

Figura V-1

São apresentados os diagramas carga x flecha para as vigas injetadas, não injetadas e teórico para as vigas injetadas.

Observa-se que, para cargas abaixo da carga de fissuração, existe uma quase superposição dos diagramas e, para cargas mais elevadas, o diagrama teórico está sempre acima dos experimentais com uma tendência à aproximação do diagrama experimental da viga injetada para cargas próximas da carga de ruptura.

Observa-se também o quanto maiores são as deformações sofridas pelas vigas não injetadas em relação às sofridas pelas vigas injetadas.

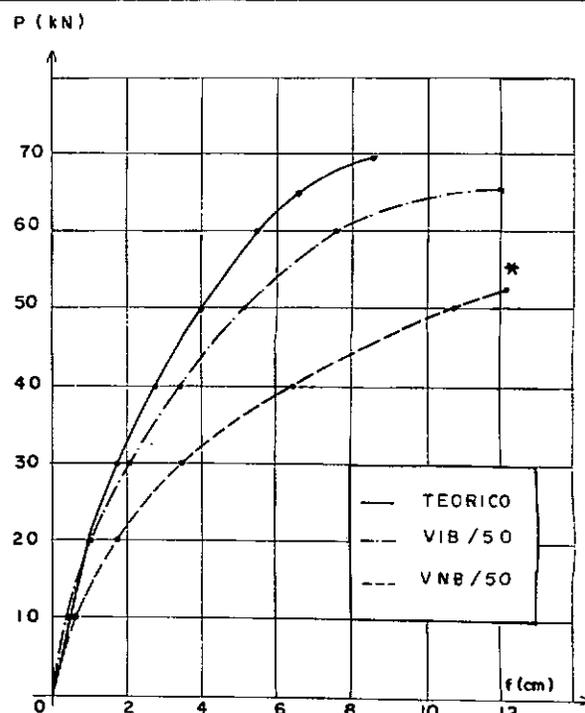
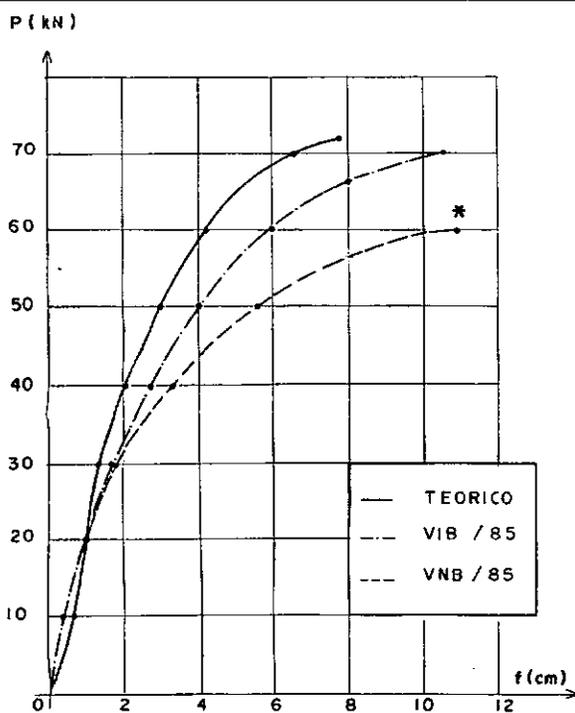
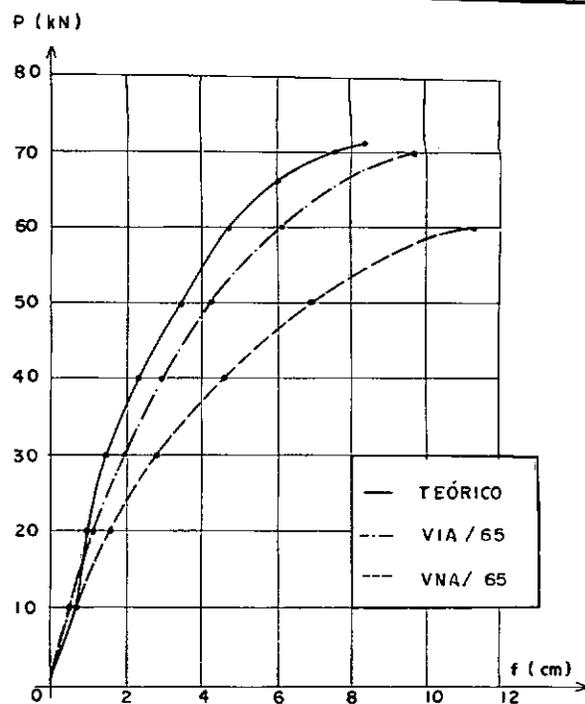
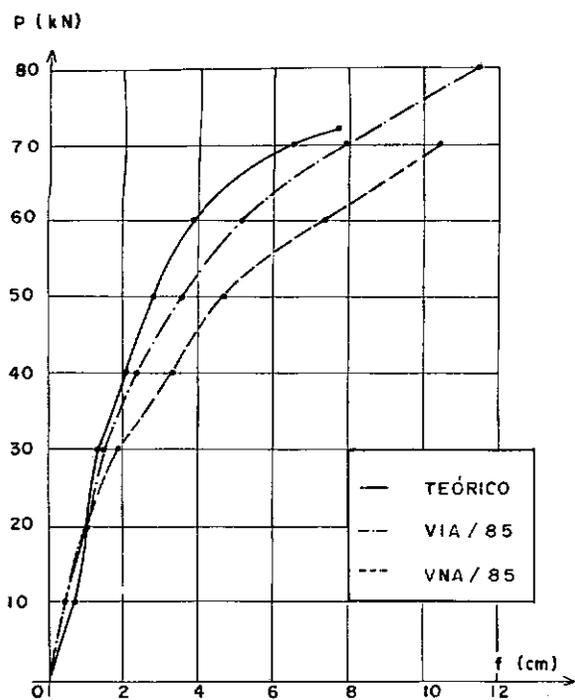


FIG. V-1 - DIAGRAMAS DAS FLECHAS MEDIDAS NO PONTO MÉDIO DO VÃO

* PONTOS EXTRAPOLADOS

Deformação do concreto nas fibras superiores

Figura V-2

Podemos observar através estes diagramas que a deformação de ruptura do concreto, medida experimentalmente, é um pouco maior que a especificada pelo CEB-FIP de valor $\epsilon_c' \leq 3,5\%$.

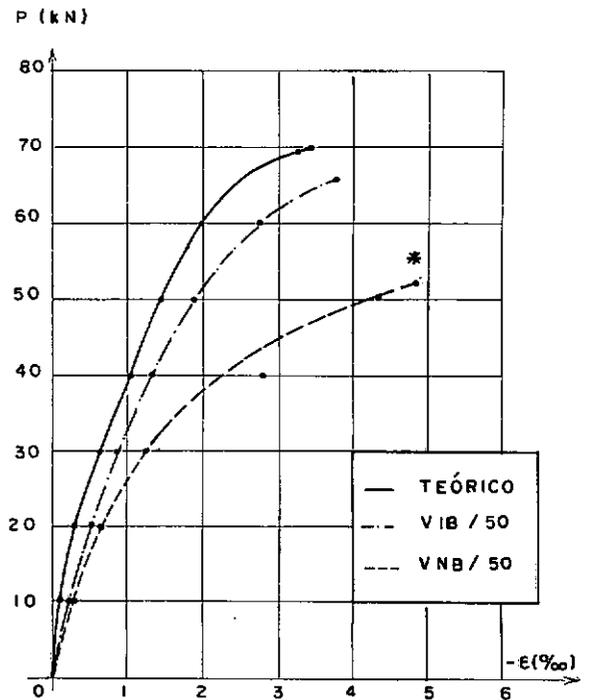
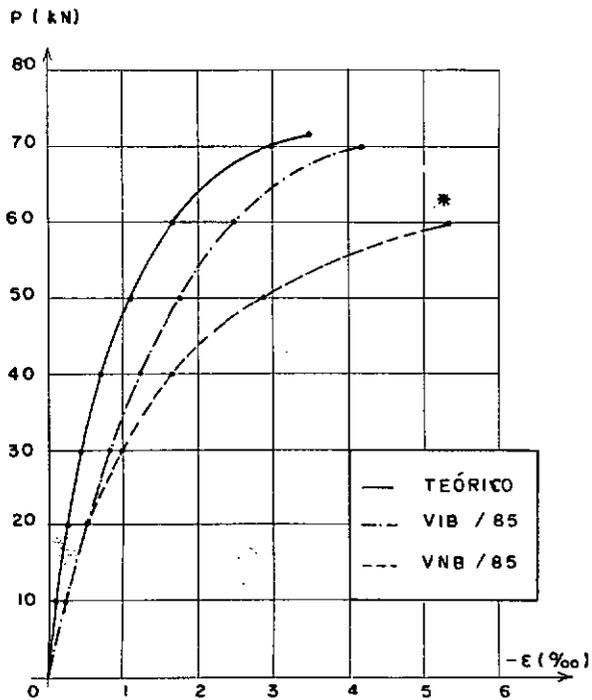
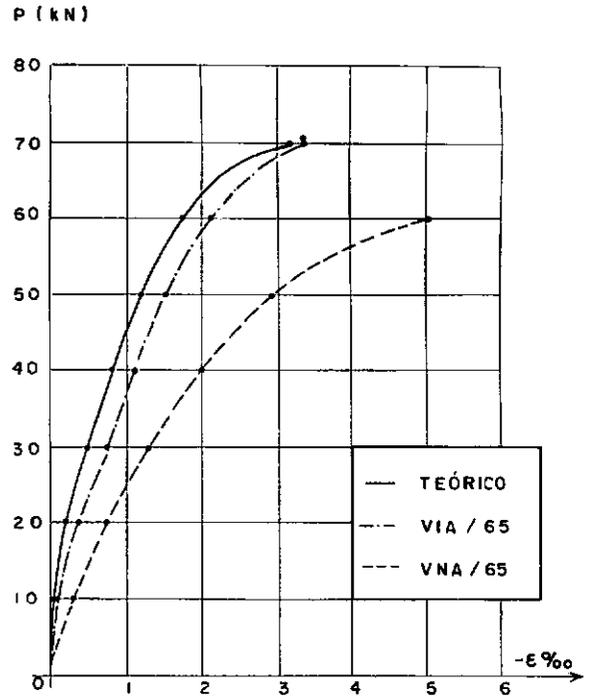
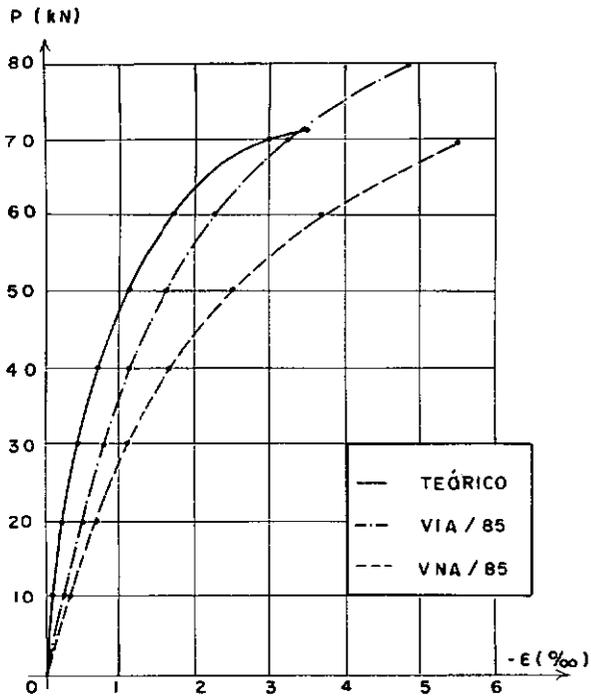


FIG. V-2 - DIAGRAMAS DOS ENCURTAMENTOS MÁXIMOS NAS FIBRAS SUPERIORES DA SEÇÃO DE CONCRETO

* PONTOS EXTRAPOLADOS

Rotação dos apoios

Figura V-4

Ao contrário dos diagramas carga x flecha, estes apresentam uma excessiva proximidade entre os traçados para as vigas injetadas e não injetadas, devendo-se isto ao fato de nos apoios, das vigas não injetadas, estar atuando um momento, que cresce com o aumento da tensão na armadura de protensão, o qual provoca uma rotação da seção em sentido contrário à provocada pelo carregamento externo (Vide figura V-3).

Observa-se que quanto maior a força de protensão inicial - (V/85) mais acentuado se apresenta este fenômeno.

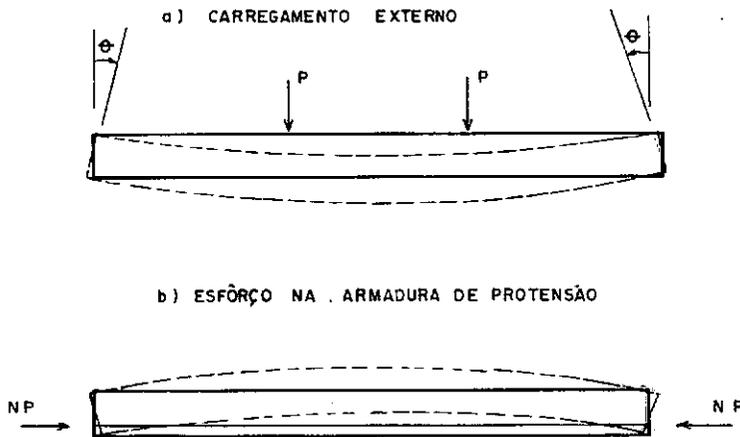


FIG. V.3 ROTAÇÃO DA VIGA EM FUNÇÃO DO TIPO DE CARREGAMENTO

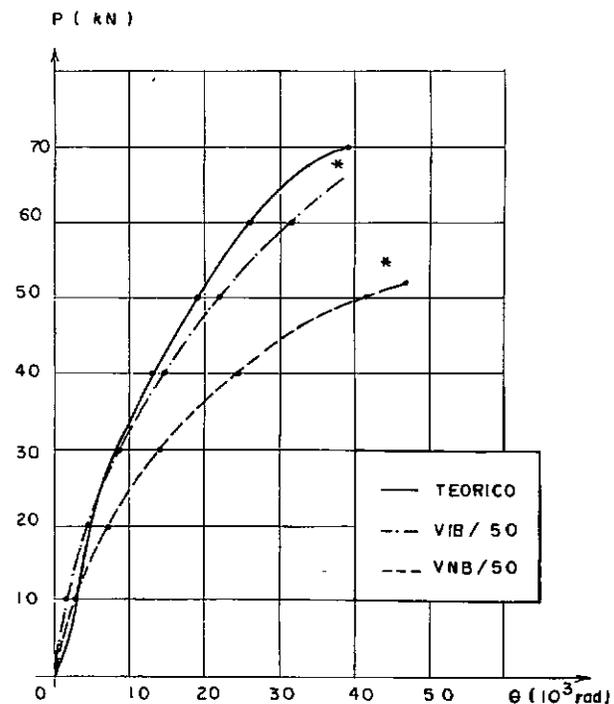
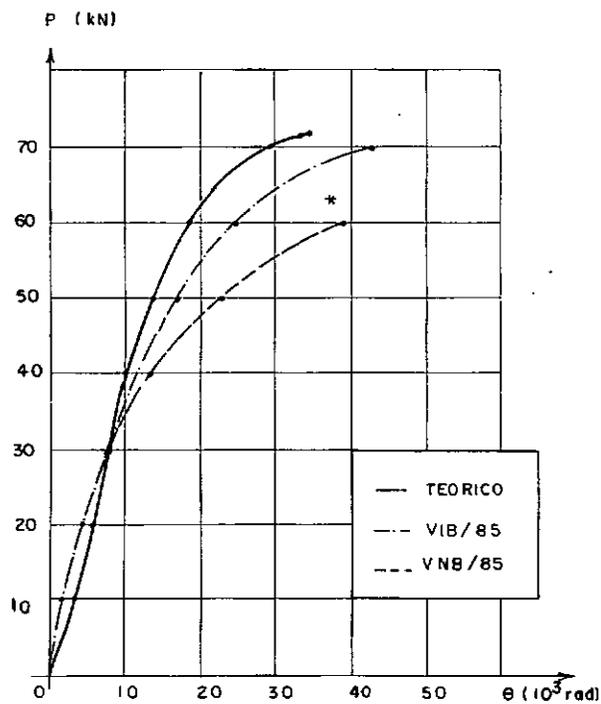
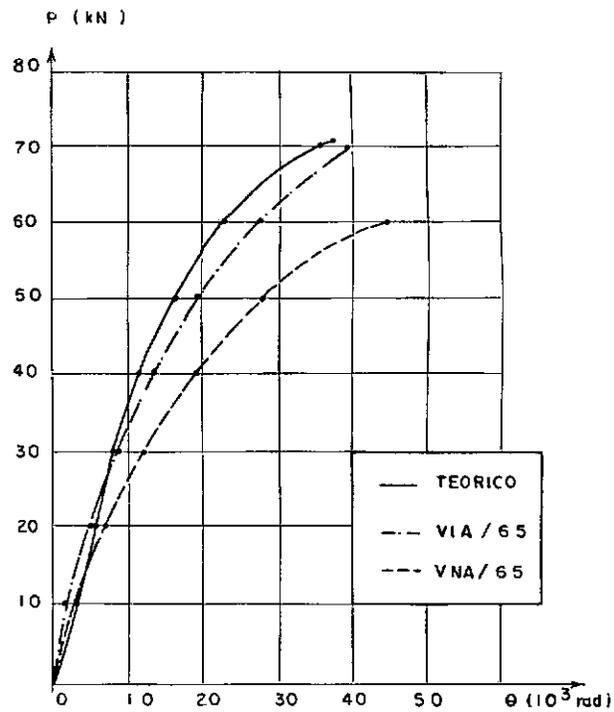
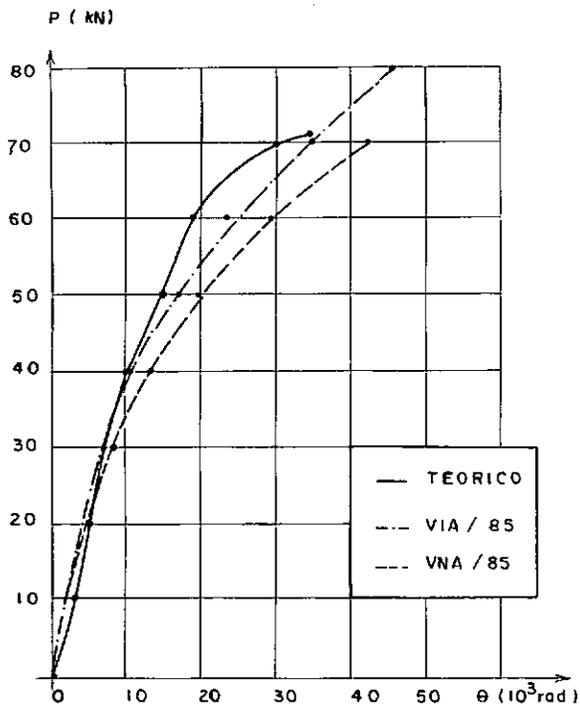


FIG. V - 4 DIAGRAMAS DAS ROTACES DO APOIO

* VALORES EXTRAPOLADOS

Deformadas

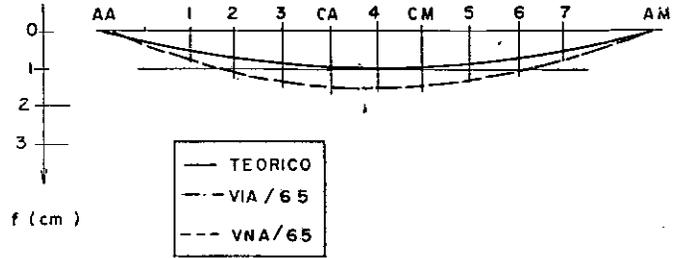
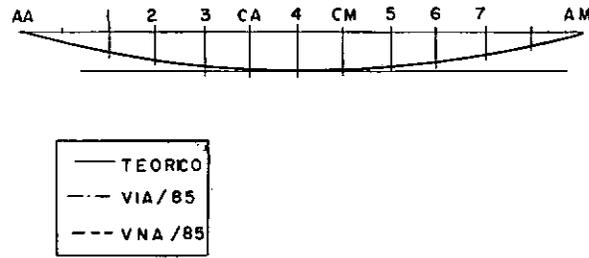
Figuras V-5 e V-6

Estes diagramas mostram a relação entre as deformadas das vigas injetadas e não injetadas para as cargas de 20 kN (aproximadamente a carga de fissuração) e 50 kN.

Nota-se que para as vigas que tiveram a carga de fissuração maior que 20 kN (tabela V-1), os diagramas teóricos e experimentais, para a carga de 20 kN, se superpõem, independentemente se a viga é injetada ou não.

Para cada diagrama são apresentadas a proporção entre a carga atuante (P) e a carga de ruptura da viga (P_u), bem como a relação entre as deformações da viga não injetada e injetada no ponto de flecha máxima (ponto 4).

P = 20 kN



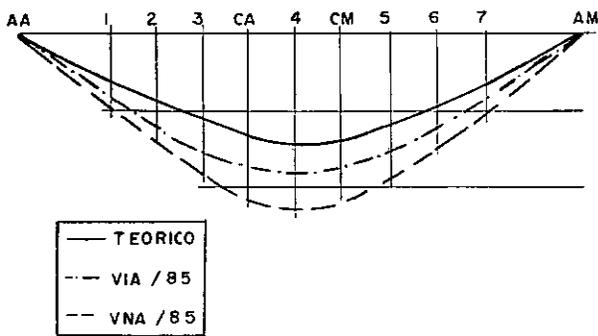
$$\frac{P}{P_u} \% \left\{ \begin{array}{l} I = 25.0 \\ N = 28.5 \end{array} \right.$$

$$\frac{f_{N4}}{f_{I4}} = 1.04$$

$$\frac{P}{P_u} \% \left\{ \begin{array}{l} I = 28.5 \\ N = 41.6 \end{array} \right.$$

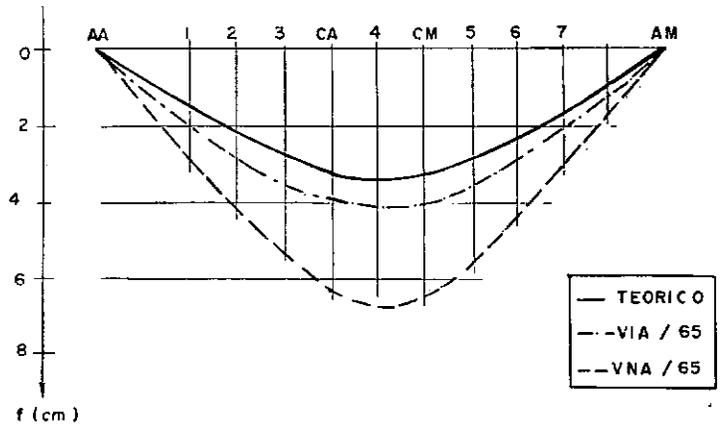
$$\frac{f_{N4}}{f_{I4}} = 1.58$$

P = 50 kN



$$\frac{P}{P_u} \% \left\{ \begin{array}{l} I = 62.5 \\ N = 71.4 \end{array} \right.$$

$$\frac{f_{N4}}{f_{I4}} = 1.25$$



$$\frac{P}{P_u} \% \left\{ \begin{array}{l} I = 71.4 \\ N = 83.3 \end{array} \right.$$

$$\frac{f_{N4}}{f_{I4}} = 1.63$$

FIG. V-5 DIAGRAMAS DAS DEFORMAÇÕES PARA CARGAS PROXIMA À FISSURAÇÃO E À RUPTURA DAS VIGAS

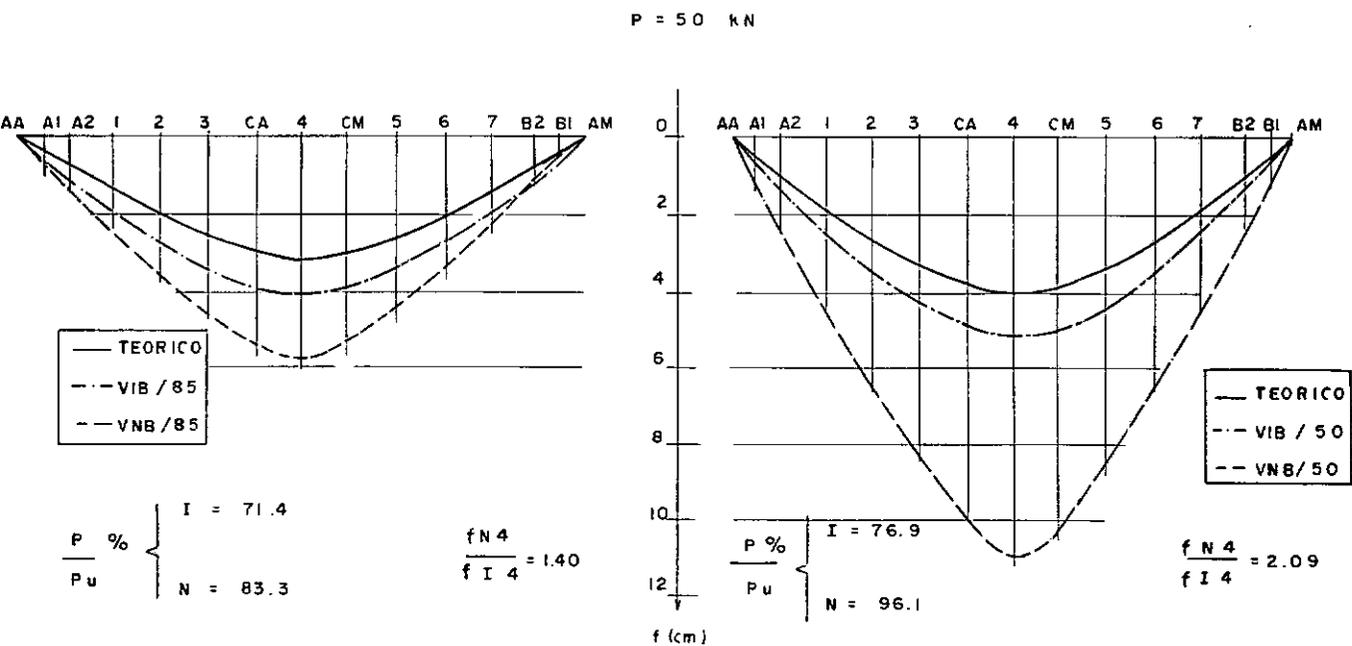
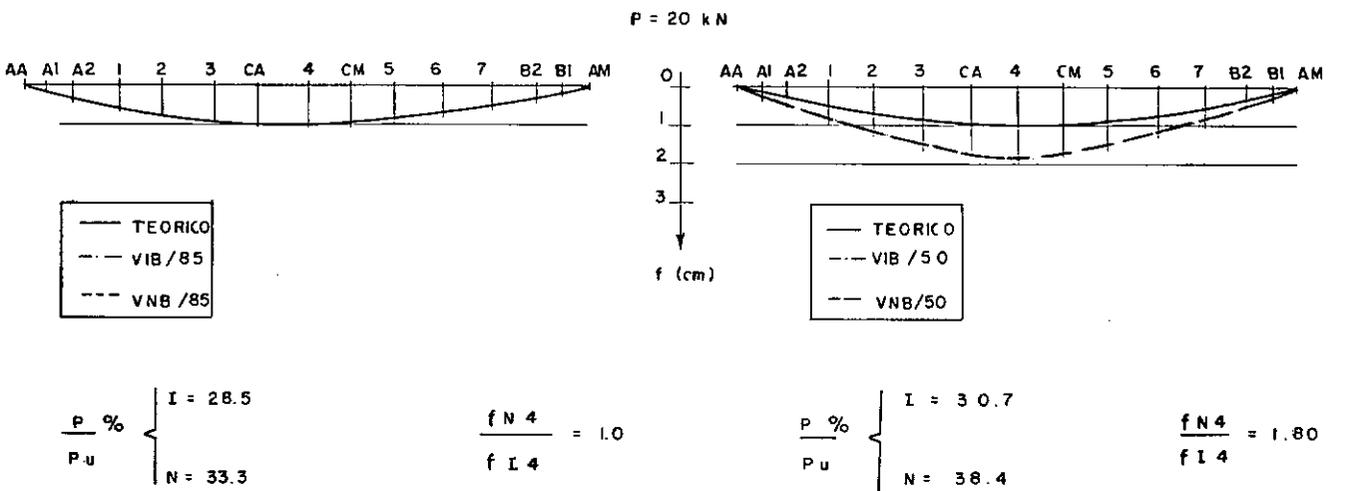


FIG. V.6 DIAGRAMAS DAS DEFORMAÇÕES PARA CARGAS PRÓXIMA À FISSURAÇÃO E À RUPTURA DAS VIGAS

Deformação da armadura

Figuras V-7 a V-10

Estas figuras apresentam diagramas que relacionam a carga externa (P) com a deformação da armadura (ϵ).

É analisado o comportamento tanto da armadura de protensão quanto da armadura passiva numa seção de máximo momento fletor (diagramas superiores) e numa seção distante 1,5 metro do apoio (diagramas inferiores).

Os diagramas teóricos, para as vigas injetadas, só foram traçadas para a armadura de protensão na seção de máximo momento fletor.

Observa-se nitidamente o escoamento da armadura passiva e o início do escoamento para a armadura de protensão. Quanto menor a força de protensão inicial mais rapidamente escoam a armadura e menor é a tendência a escoar da armadura de protensão, principalmente nas vigas não injetadas.

Analisando os diagramas das vigas não injetadas observa-se que as deformações sofridas pela armadura de protensão, na seção de momento fletor máximo e na seção distante 1,50 metro do apoio, são iguais. Isto comprova a transferência total da tensão ao longo do cabo.

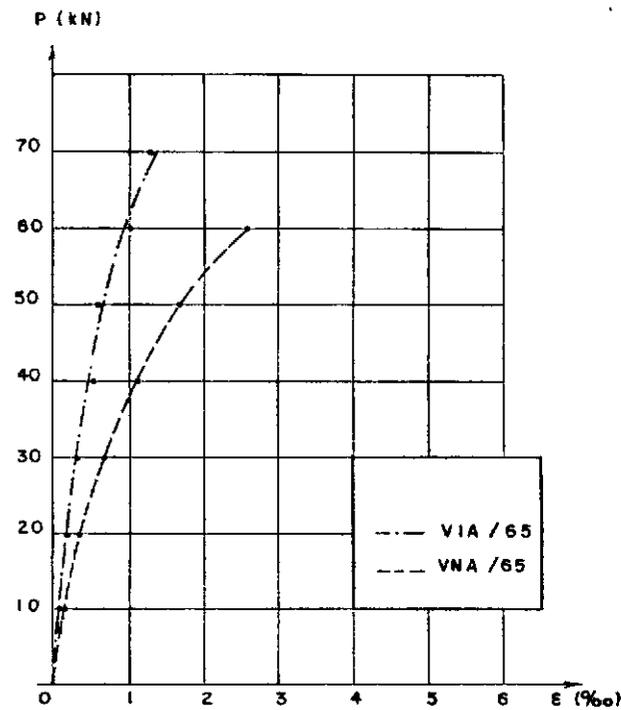
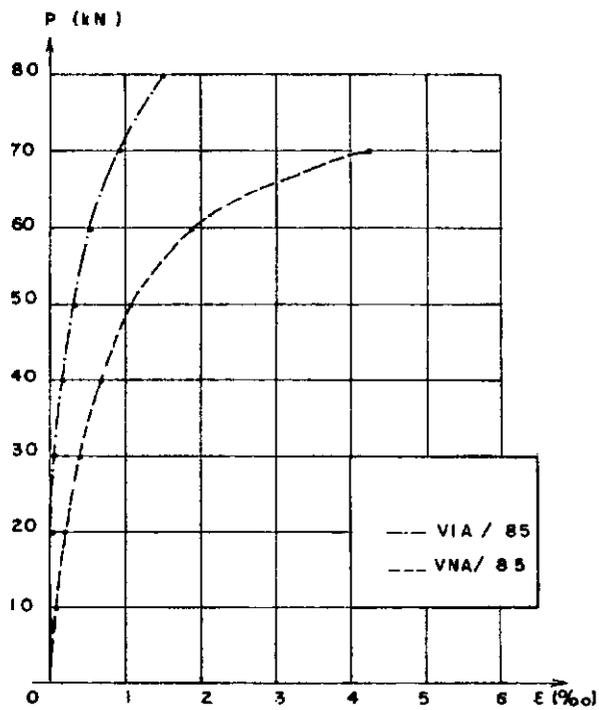
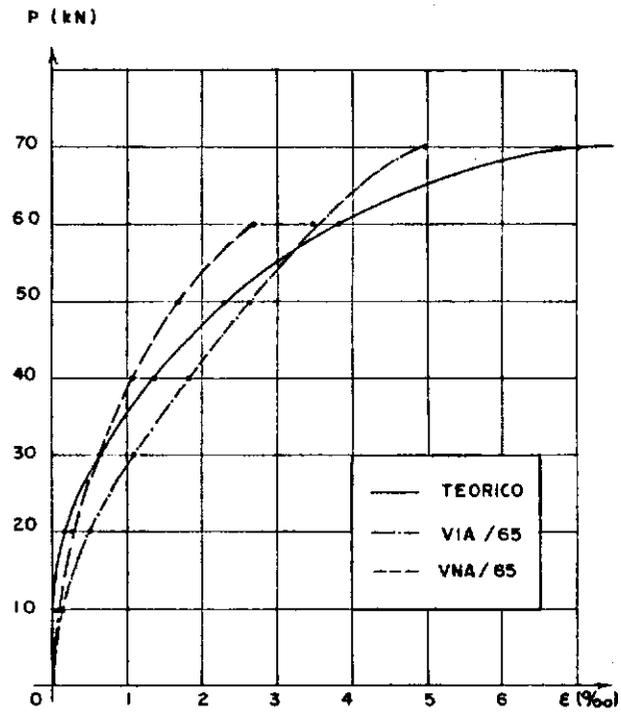
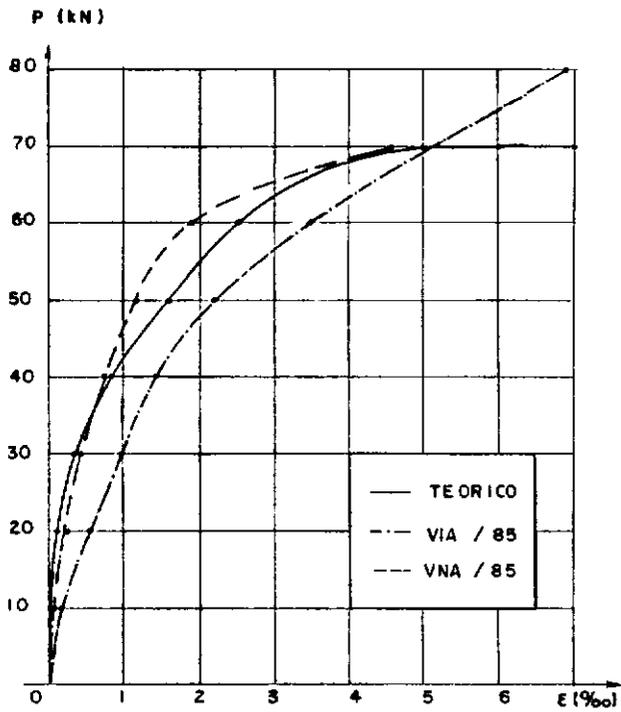


FIG. V.7 DIAGRAMAS DAS DEFORMAÇÕES SOFRIDAS PELA ARMADURA DE PROTENSÃO NAS SEÇÕES DE MÁXIMO MOMENTO FLETOR (SUPERIORES) E A 1,50 METRO DO APOIO (INFERIORES).

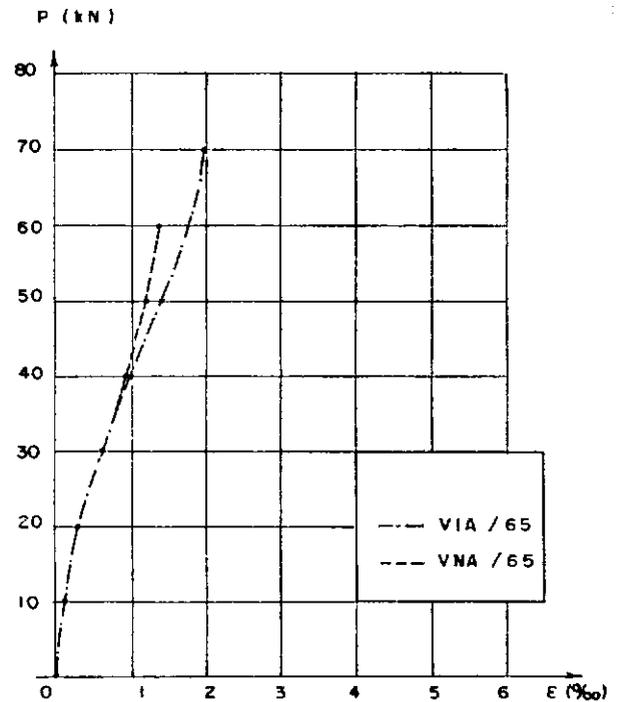
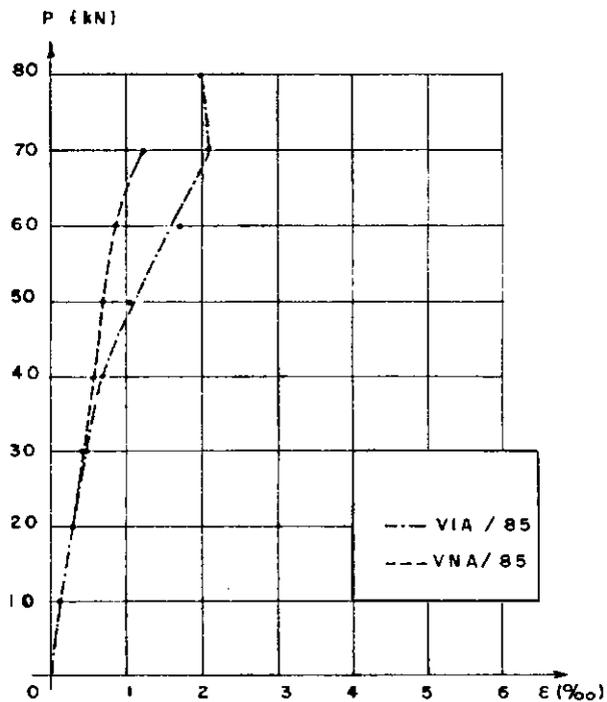
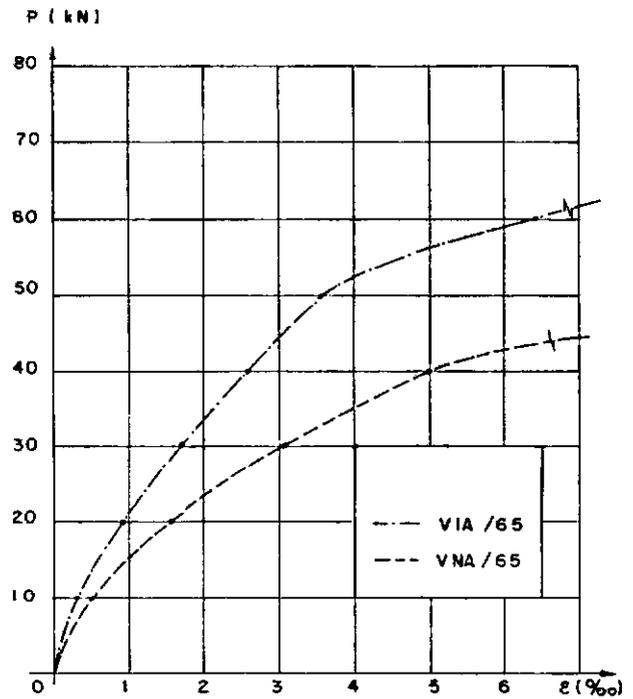
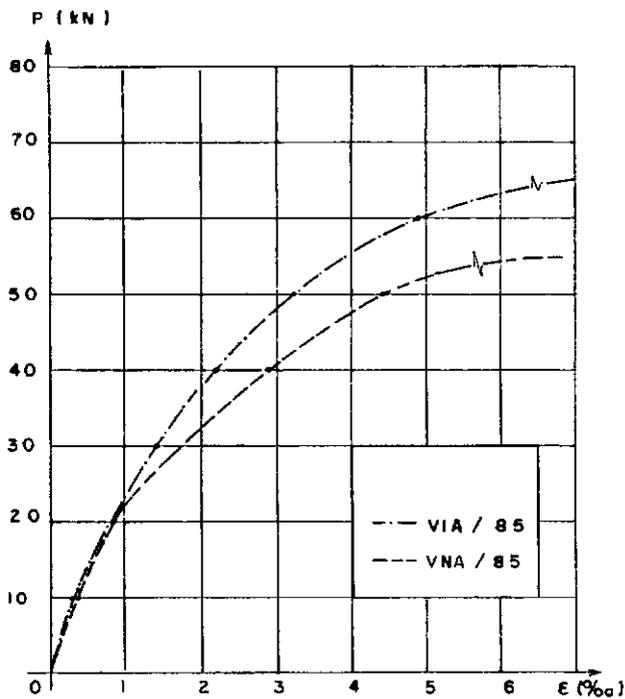


FIG V - 8 DIAGRAMAS DAS DEFORMAÇÕES SOFRIDAS PELA ARMADURA PASSIVA NAS SEÇÕES DE MAXIMO MOMENTO FLETOR (SUPERIORES) E A 1,50 METRO DO APOIO (INFERIORES)

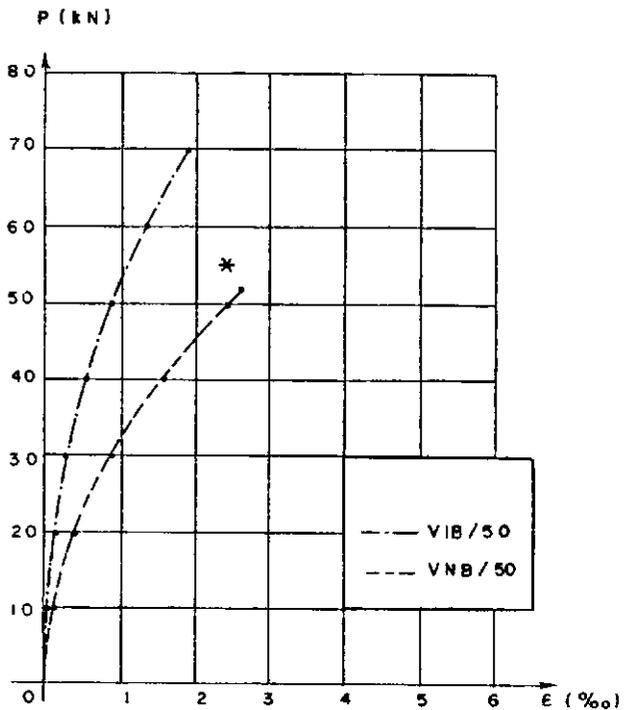
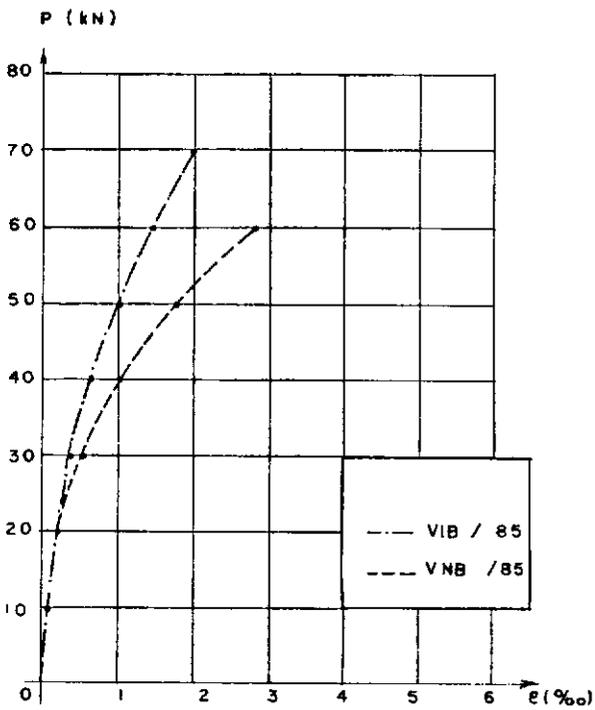
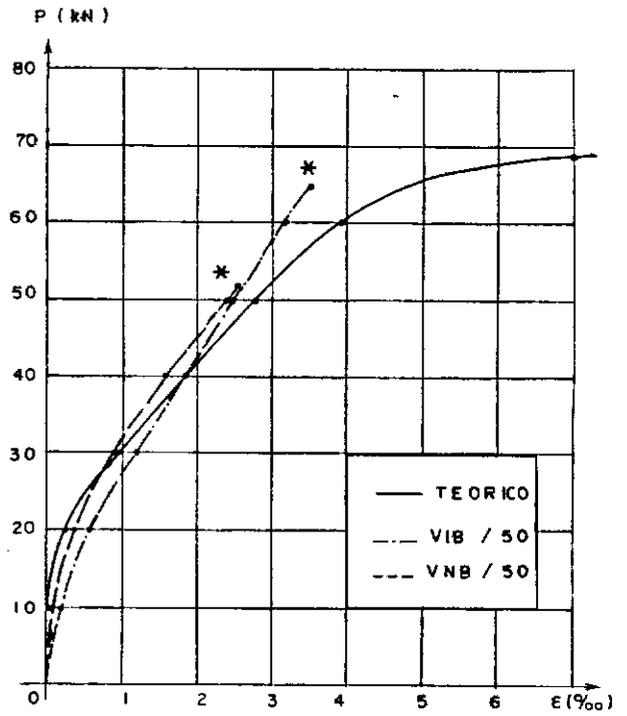
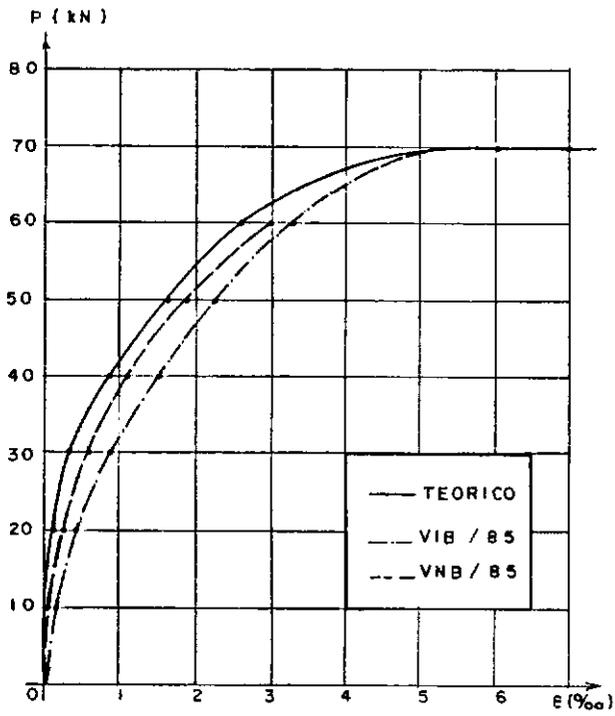


FIG. V.9 DIAGRAMAS DAS DEFORMAÇÕES SOFRIDAS PELA ARMADURA DE PROTENSÃO NAS SEÇÕES DE MAXIMO MOMENTO FLETOR (SUPE-RIORES) E A 1,50 METRO DO APOIO (INFERIORES)

* PONTOS EXTRAPOLADOS

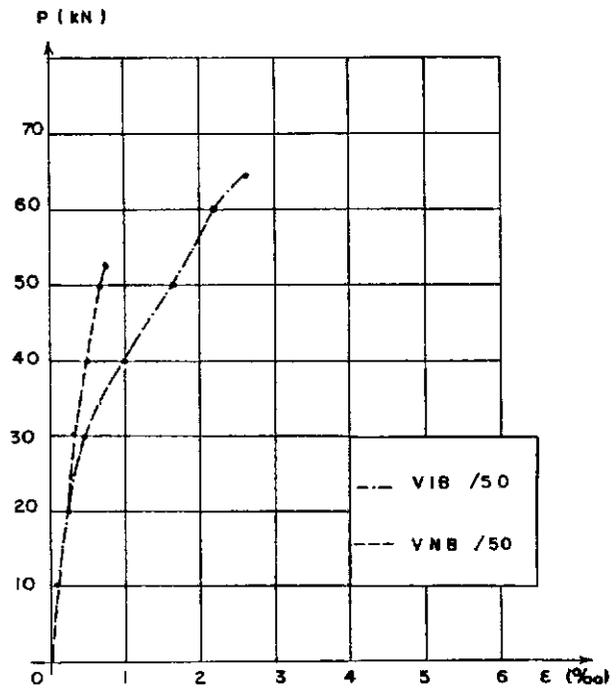
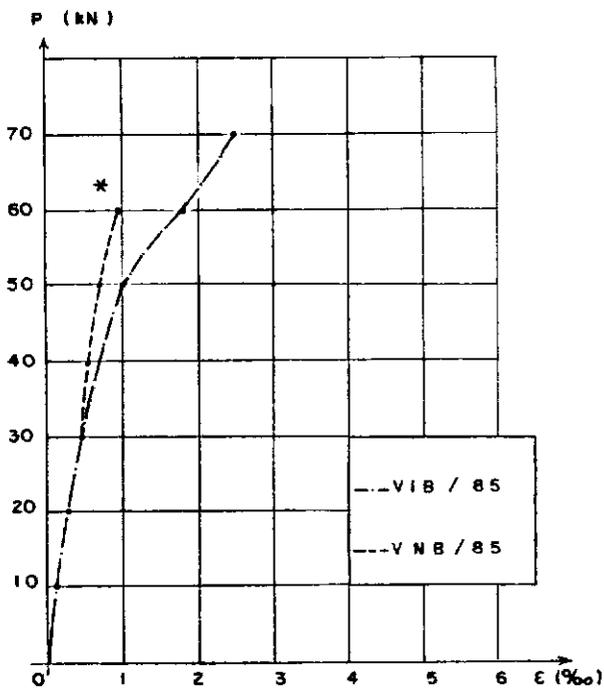
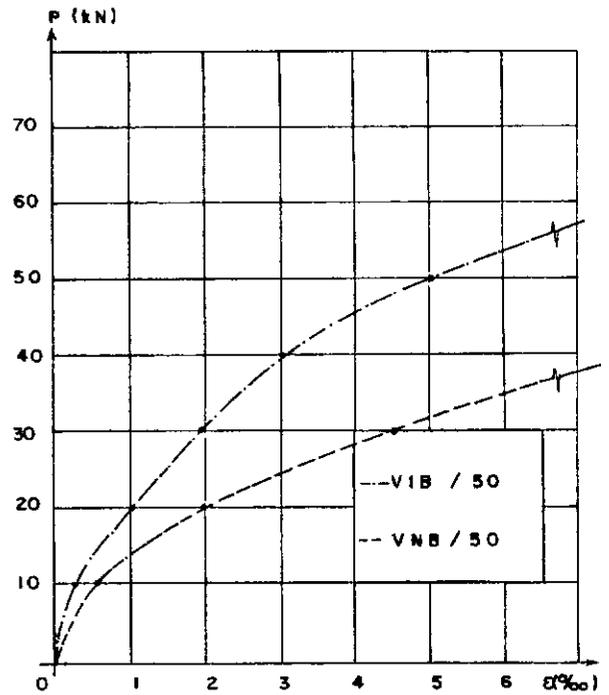
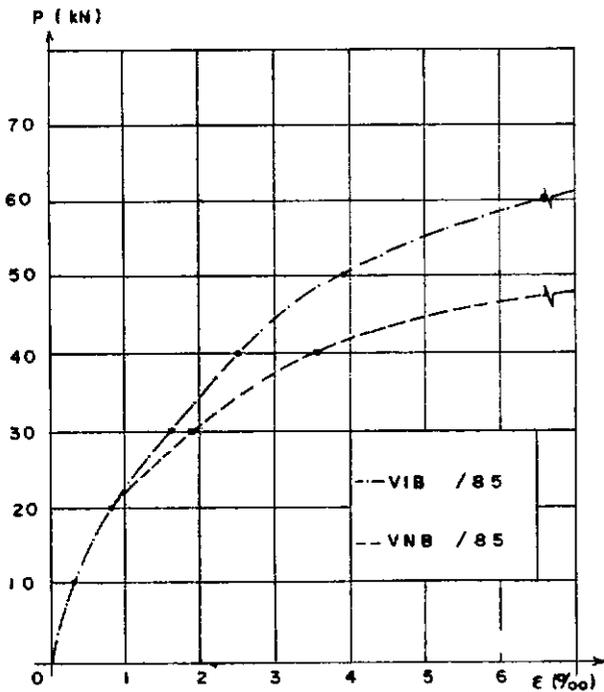


FIG. V-10 - DIAGRAMAS DAS DEFORMAÇÕES SOFRIDAS PELA ARMADURA PASSIVA NAS SEÇÕES DE MÁXIMO MOMENTO FLETOR (SUPERIORES) E A 1,50 METRO DO APOIO (INFERIORES)

* PONTOS EXTRAPOLADOS

Deformação nas fibras da seção de concreto

Figuras V-12 a V-15

Estas figuras apresentam os diagramas carga contra deformação para as diversas fibras da seção de concreto

A curva (1) corresponde à fibra mais comprimida e a (7) à mais tracionada, conforme a figura V-11.

As curvas interrompidas, em alguns casos (fibras (4), (5), (6) ou (7)), são devido às excessivas aberturas das fissuras.

São apresentadas a carga para a qual se deu a primeira fissura e a carga correspondente à abertura de fissura de 0,3 mm.

As curvas (3) e (4) caracterizam a posição da linha neutra ao longo do ensaio; para quase todas as vigas, no primeiro estágio de carregamento, a linha neutra está entre as fibras (4) e (5) subindo gradativamente à medida que se faz o acréscimo das solicitações externas.

Observa-se que as vigas não injetadas, com excessão da VNB/85, no instante da ruptura apresentam a sua linha neutra acima da fibra (3), enquanto as vigas injetadas apresentam-na abaixo da mesma fibra.

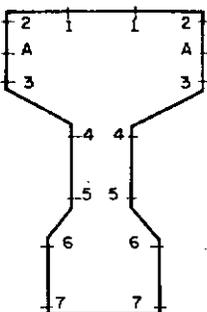


FIG. V. 11 - POSIÇÕES CARACTERÍSTICAS DAS FIBRAS NAS QUAIS FIZERAM-SE AS LEITURAS DAS DEFORMAÇÕES DO CONCRETO

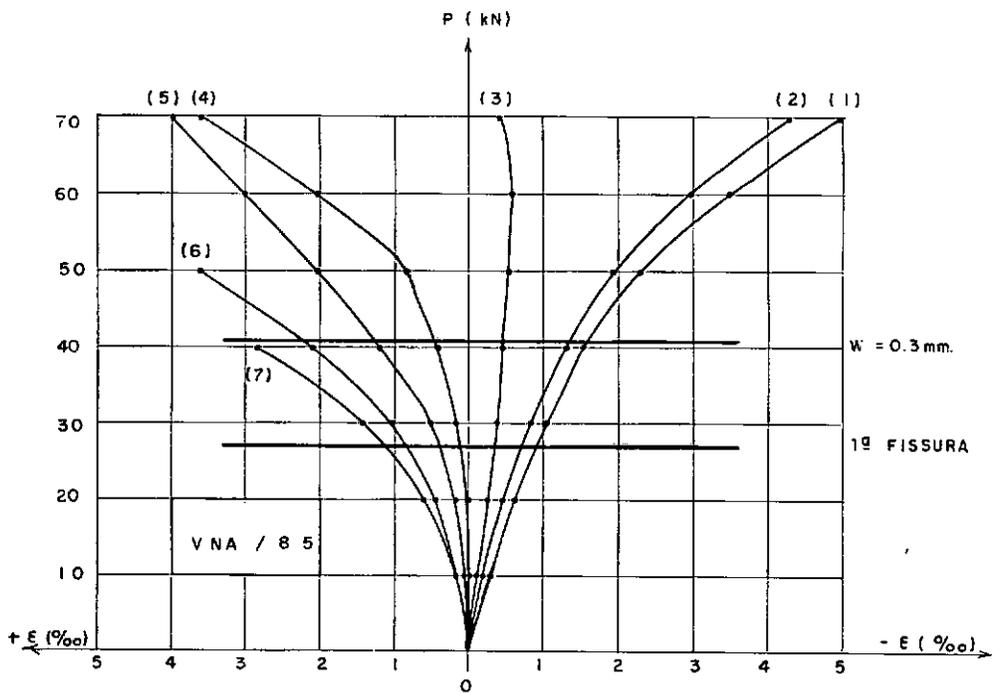
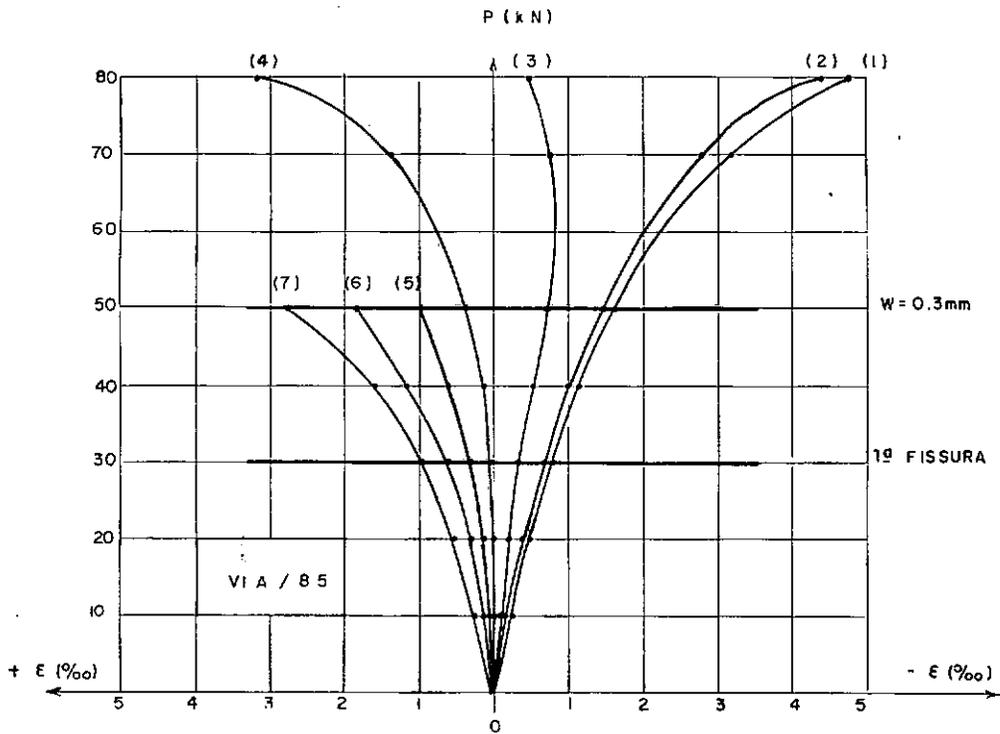


FIG. V-12 DIAGRAMAS DAS DEFORMAÇÕES NAS FIBRAS DA SEÇÃO DE CONCRETO

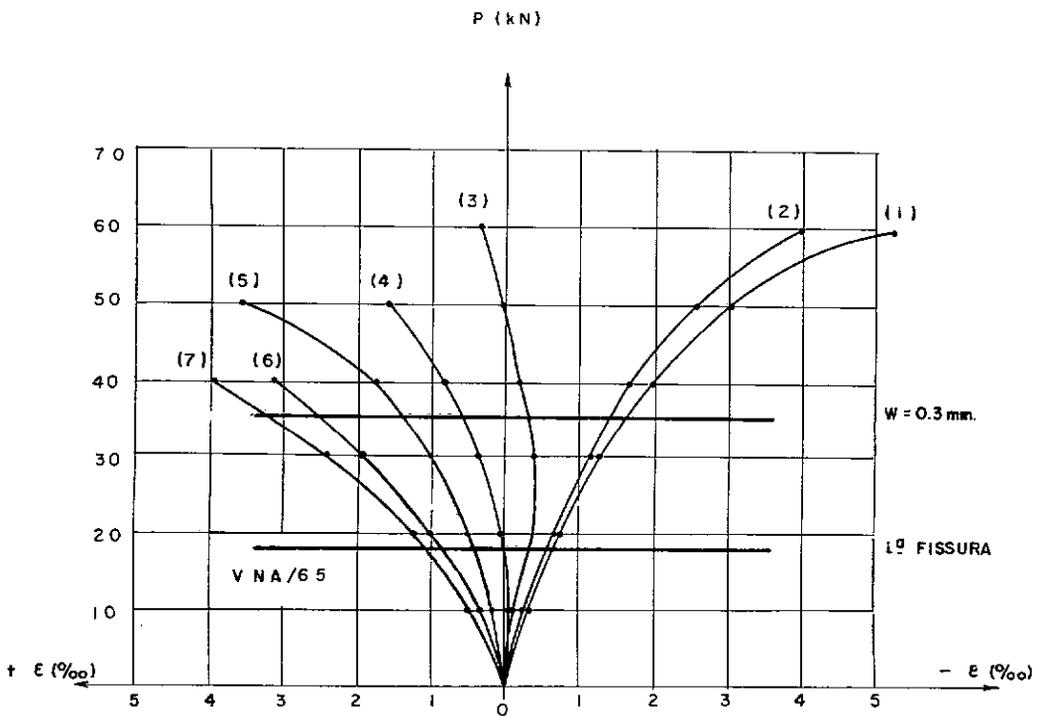
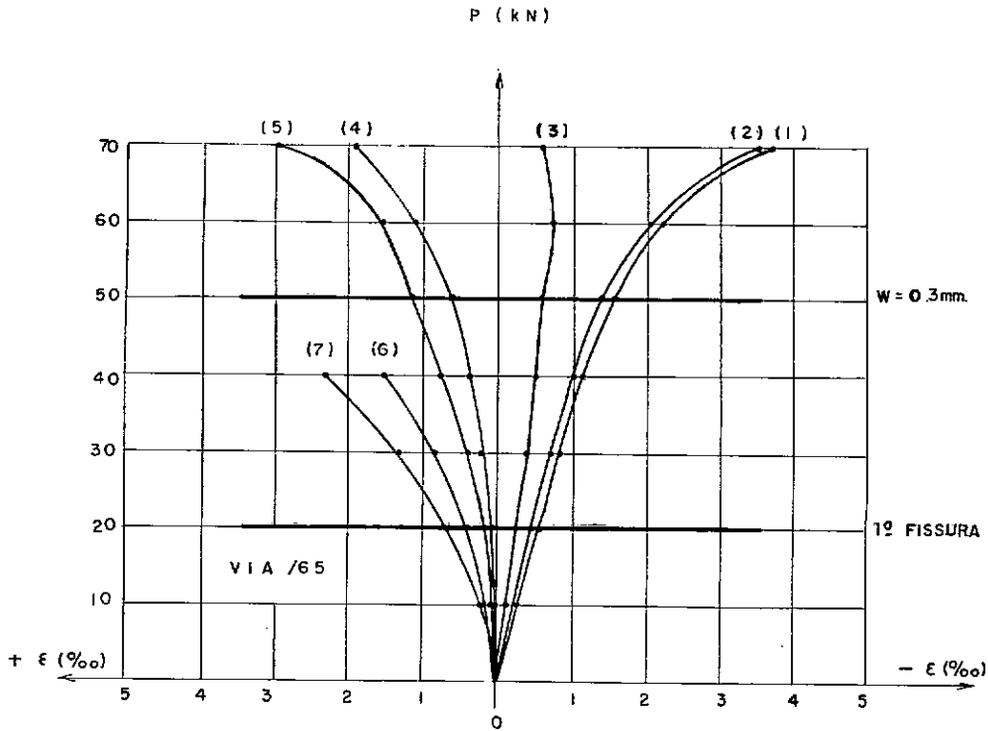


FIG. V_13 DIAGRAMAS DAS DEFORMAÇÕES NAS FIBRAS DA SEÇÃO DE CONCRETO

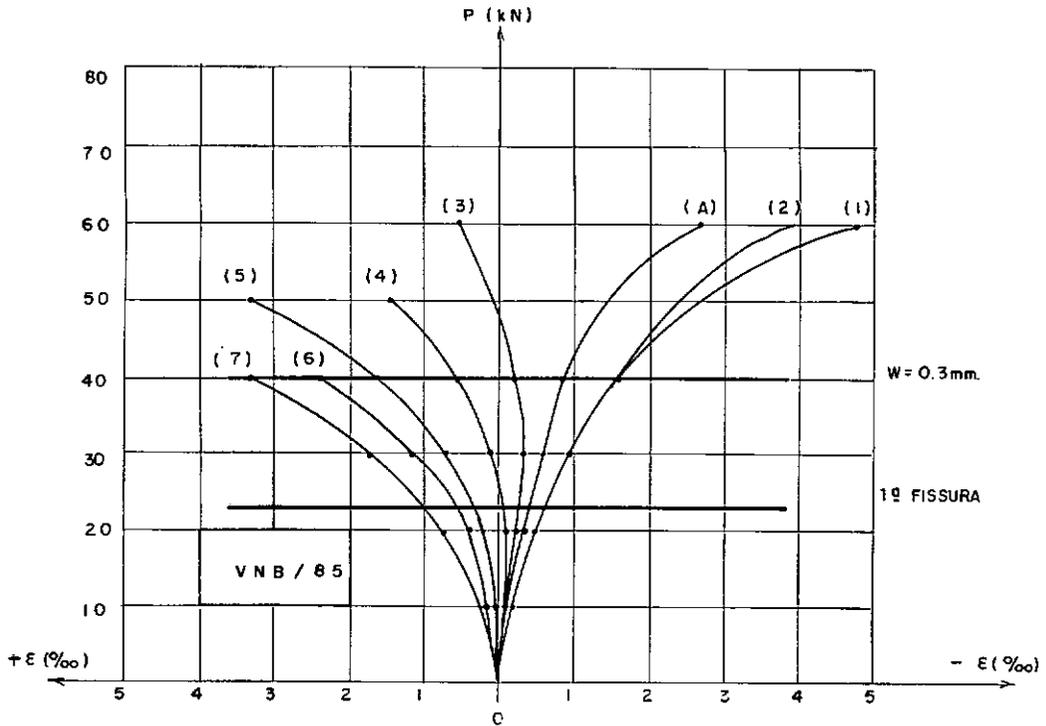
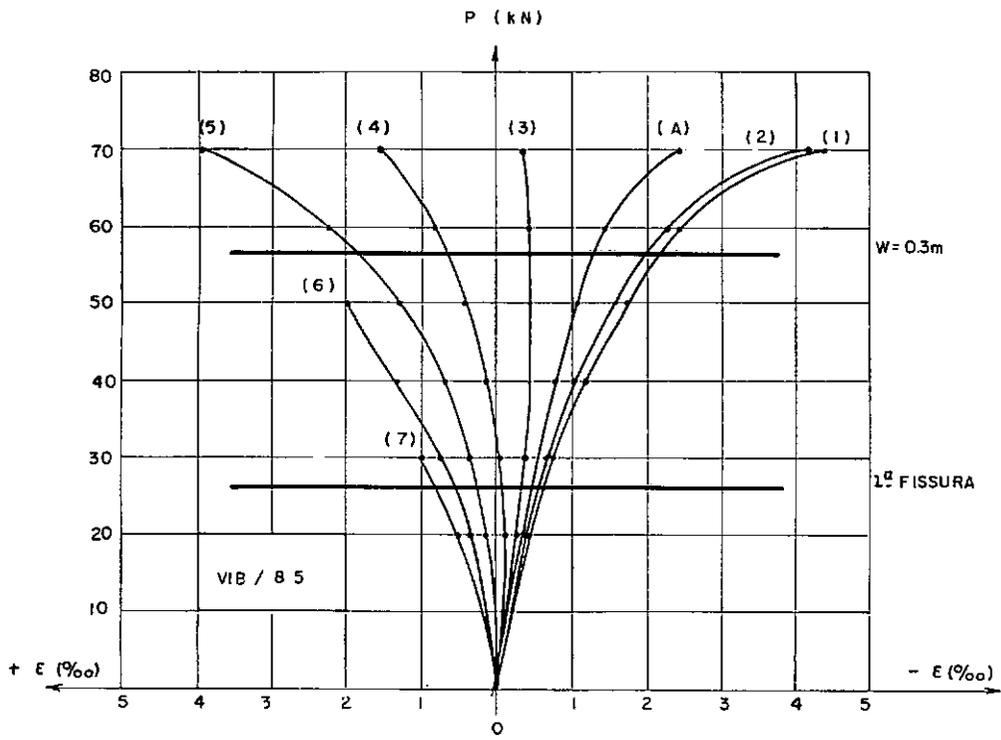


FIG. V.14 DIAGRAMAS DAS DEFORMAÇÕES NAS FIBRAS DA SEÇÃO DE CONCRETO

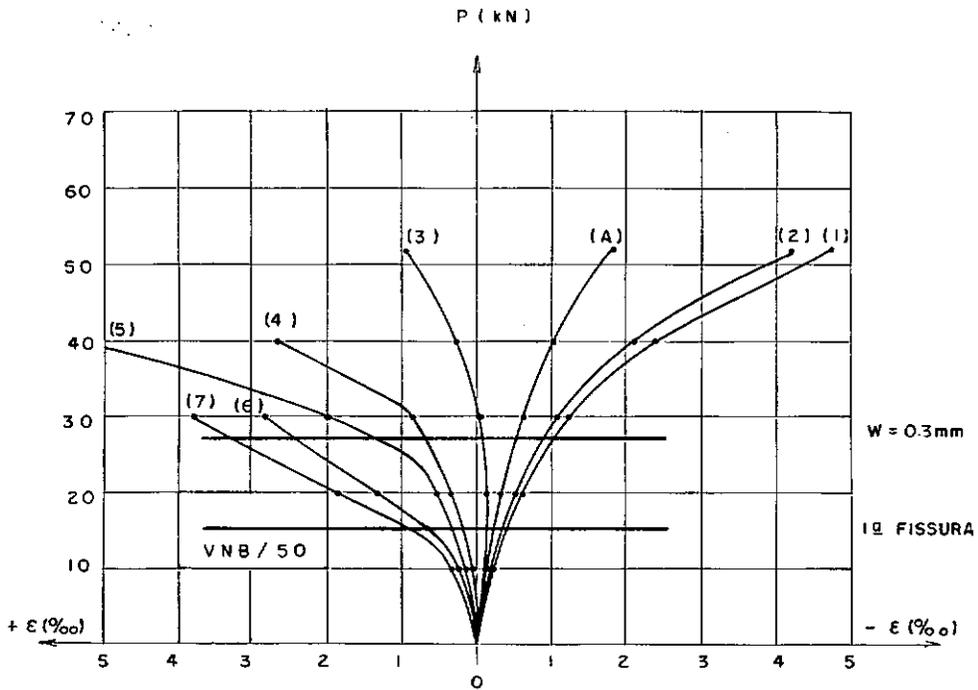
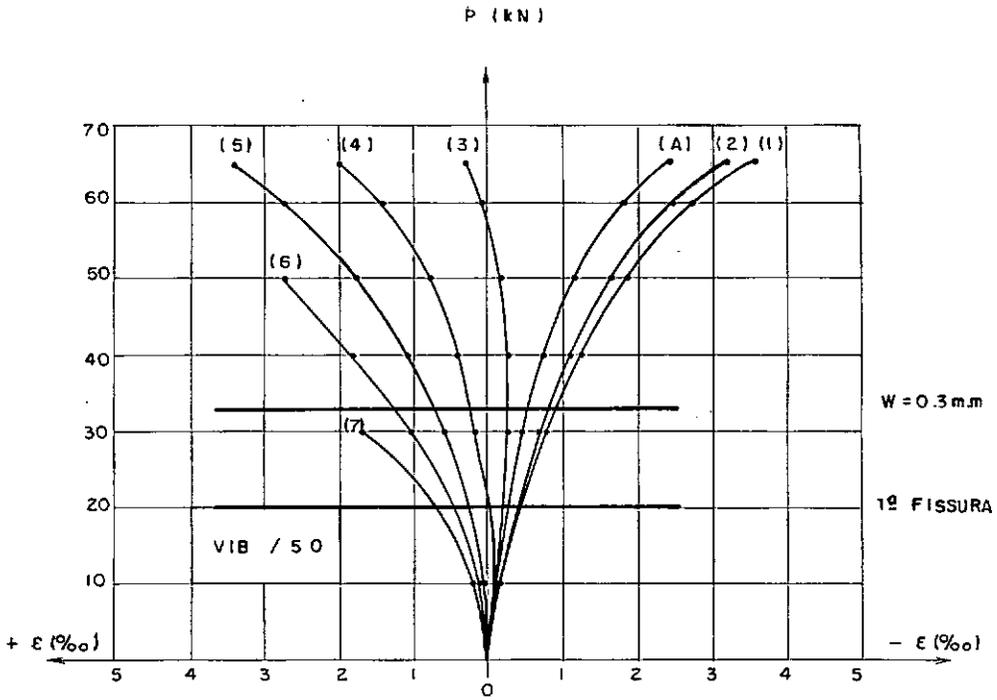


FIG. V.15 DIAGRAMAS DAS DEFORMAÇÕES NAS FIBRAS DA SEÇÃO DE CONCRETO

Definição da linha neutra

Figuras V-16 e V-17

São apresentados diagramas que caracterizam as deformações sofridas pelas diversas fibras de uma mesma seção transversal da viga, o que possibilita a definição da posição da linha neutra para cada estágio de carregamento.

Para cada viga são apresentados diagramas referentes às cargas de 20 kN (aproximadamente a carga de fissuração) e 50 kN.

Observa-se a coincidência da posição da linha neutra definida pelas deformações teóricas e pelas deformações experimentais da viga injetada.

Com relação à variação da posição da linha neutra, para cargas acima da carga de fissuração, a das vigas não injetadas está sempre mais elevada que a das vigas injetadas, o que provoca a ruptura prematura daquelas vigas.

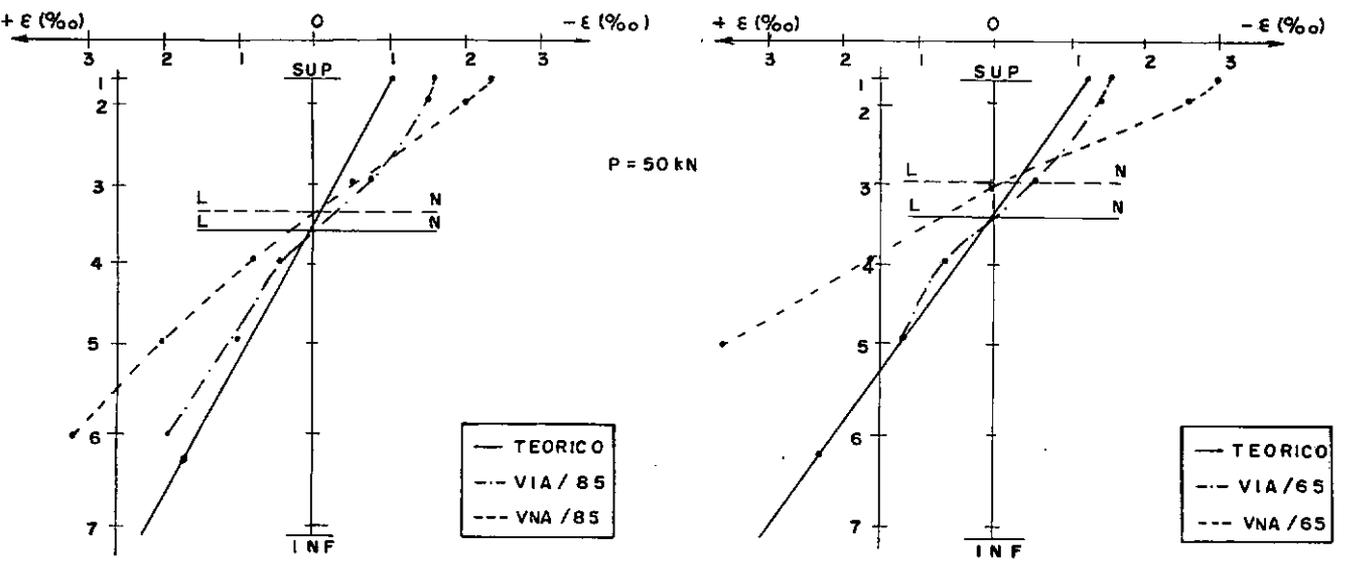
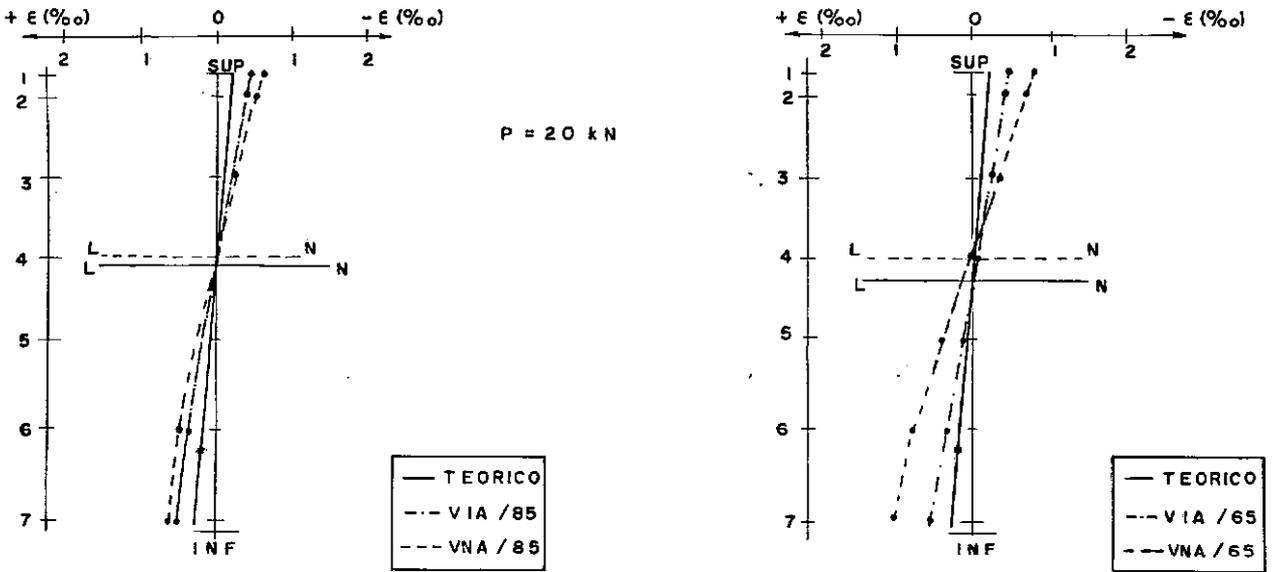


FIG. V_16 DIAGRAMAS QUE CARACTERIZAM A POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA

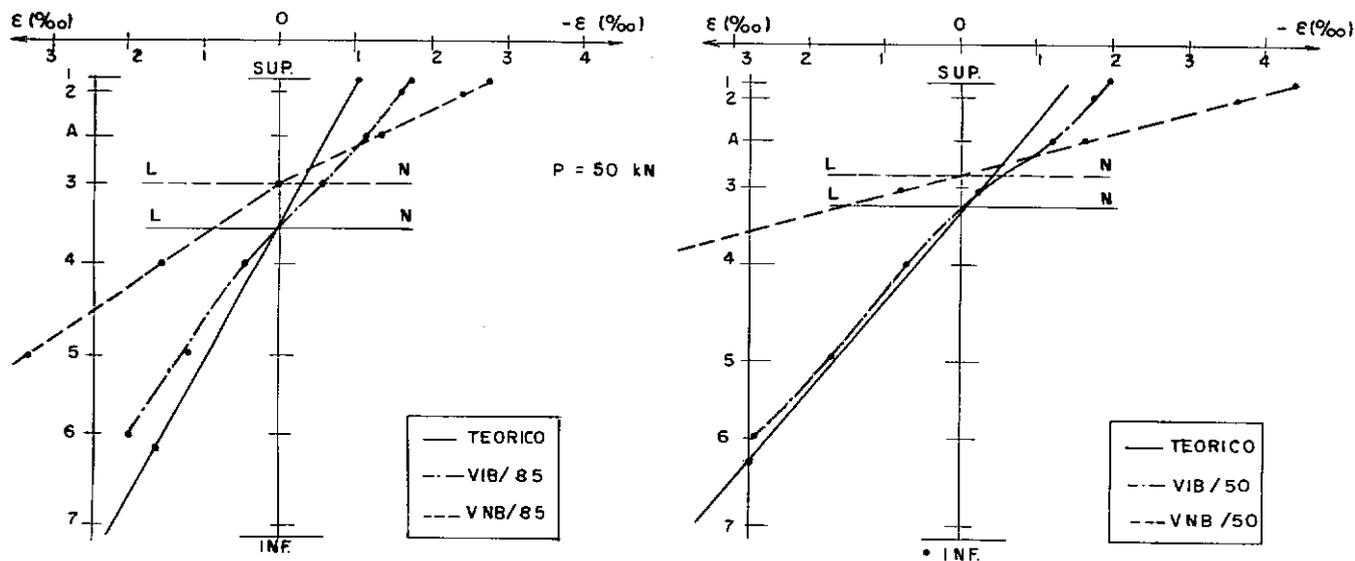
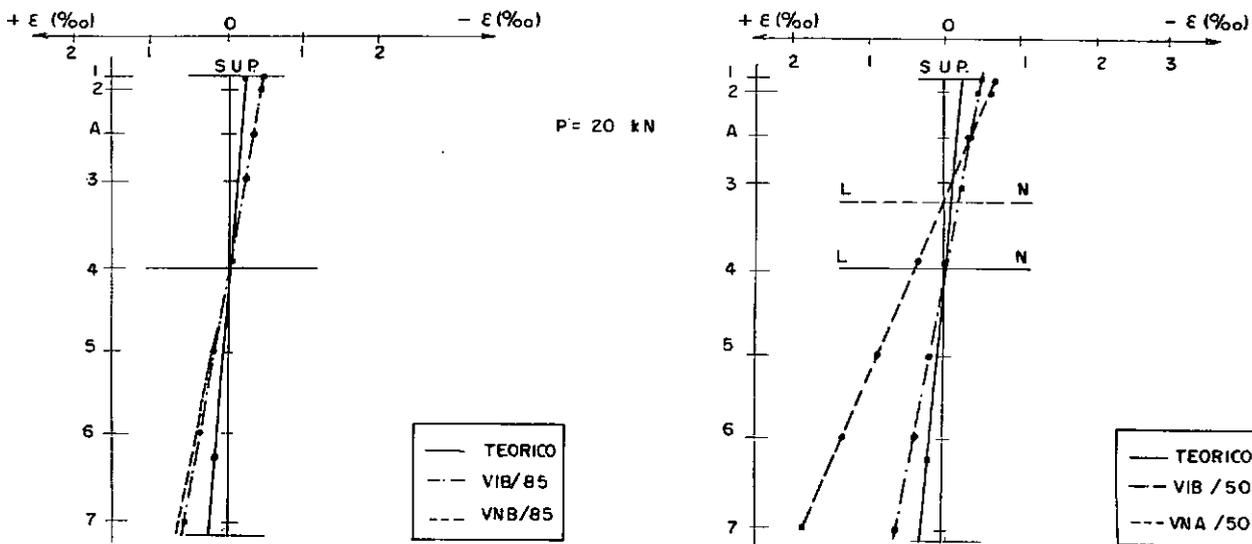


FIG V.17 DIAGRAMAS QUE CARACTERIZAM A POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA

CONCLUSÕES

A análise dos resultados dos ensaios levados a efeito na presente pesquisa conduz às seguintes conclusões.

- a - Estruturas em concreto protendido calculadas na classe I (peça não fissurada), quando em serviço, apresentam um comportamento bastante parecido para as peças que possuem os condutos da armadura de protensão injetados e não injetados. Isto poderia levar a crer que no caso de uma peça calculada na classe I não existiria necessidade de se injetar¹² os seus condutos, no entanto, isso é necessário uma vez que se ficaria com uma segurança insuficiente à ruptura;
- b - Com relação à segurança à ruptura é importante frisar que as vigas injetadas apresentam uma ruptura semelhante à das vigas de concreto armado (Vide Fotos 13, 17, 21 e 25) enquanto as não injetadas possuem uma ruptura brusca e destruidora com o esmagamento total da seção (Vide Fotos 12, 16, 20 e 24). Nestas últimas, estando o cabo totalmente tensionado, no momento em que a zona comprimida da seção de concreto começa a ser esmagada, existe uma força de compressão excêntrica (força da armadura protendida) que provoca o esmagamento da já reduzida área útil da seção de concreto;
- c - A eficiência da ancoragem Freysinnet (cones "macho e fêmea") apresentou-se 100% satisfatória. Nas vigas não injetadas, foram feitas medidas (Vide Foto 6) visando verificar-se uma possível penetração dos fios, do cabo protendido, ao longo do ensaio. As leituras realizadas apresentaram-se constantes, inclusive, no instante da ruptura;
- d - A linha neutra das vigas não injetadas se eleva muito mais rapidamente que a das vigas injetadas, provocando a ruptura prematura daquelas vigas;

¹² Desde que se garantisse a proteção da armadura contra a corrosão.

- e - A presença da armadura passiva faz com que as vigas não injetadas apresentem uma distribuição de fissuração semelhante à das vigas injetadas, entretanto, isto não adia a sua ruptura prematura;
- f - A redução de ATÉ 30%, especificado pelo CEB-FIP, para a segurança à ruptura das peças que possuem os condutos não injetados, foi considerado bastante coerente uma vez que na pesquisa realizada verificou-se, em um dos casos, ter sido esta redução de 20% (Vide tabela V-2);

Convém ressaltar que para as vigas ensaiadas, tinha-se:

Condutos retos e em quantidade mínima (um por viga).

Vigas isostáticas e relativamente curtas

Estes parâmetros podem ter exercido influência nos resultados obtidos porém, como discutido a seguir, estas influências são benéficas e/ou maléficas no que diz respeito ao aumento ou não do fator estudado, o que possibilita a afirmativa feita acima.

Caso os condutos sejam curvos existirá nos pontos de desvio o atrito cabo-bainha, o que poderá acarretar uma redução no fator estudado;

Existindo mais de um conduto por viga, provavelmente, isto acarretará um aumento no fator estudado;

Sendo as vigas hiperestáticas, fatalmente os cabos serão curvos o que recairá na discussão feita anteriormente;

Quanto maior o cabo, maior será a deformação total da armadura de protensão podendo isto acarretar um aumento no fator estudado;

SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Visando dar continuidade a esta pesquisa são sugeridos como novos temas de estudo.

- 1 - Influência da injeção de argamassa nos condutos das armaduras pós-tensionadas em estruturas de concreto protendido que tendem a romper por esforço cortante.

Objetivos:

- a - Verificação da redução de até 30%, especificado pelo CEB-FIP, para a segurança à ruptura das peças que possuem os condutos não injetados.
 - b - Verificação da influência do furo, provocado pela bainha ainda não injetada, na resistência da seção ao esforço cortante.
 - c - Em paralelo, se poderia estudar a influência da armadura transversal na resistência ao esforço cortante nas peças de concreto protendido.
- 2 - Normalização da argamassa para injeção nos condutos das peças de concreto protendido.

Objetivos:

- a - Verificação dos fatores necessários à definição de um traço ideal para atender às condições de fluidez, estabilidade, retração, resistência, etc., em cada tipo de obra.
- b - Verificação das influências provocadas por fatores tais como:
 - natureza, idade e temperatura do cimento;
 - temperatura da água;
 - condições de misturação;
 - temperatura ambiente;
 - outros.

c - Verificação das vantagens e desvantagens apresentadas pelo uso de aditivos na argamassa.

Esta última pesquisa apresenta características que podem ser relacionadas mais com um trabalho de laboratório do que propriamente uma tese, porém, é de vital importância uma vez que não existe nenhuma especificação brasileira que analise totalmente o as sunto.

APÊNDICE I

Listagem do programa que calcula os valores geométricos de uma seção.

```

// FOR
*LIST SOURCE PROGRAM
*IOCS(2501READER,1403PRINTER)
  INTEGER R, W
  DIMENSION B(5),Y(5),H(5)
  R=8
  W=5
C
C   PROGRAMA PARA FORNECER OS VALORES CARACTERISTICOS DA SECAO
C
C   LADISLAU NETTO JUNIOR
  WRITE(W,2)
  2   FORMAT(1H1, //,10X,33('-'),/ )
      DO 20 I=1,2
      READ(R,22)
      WRITE(W,22)
  20  WRITE(W,23)
  22  FORMAT( '
*   ' )
  23  FORMAT( / )
      READ(R,5)NVIGA
      DO 21MAR=1,NVIGA
      READ(R,5)NSEC ,D,B0,BS,BI,DS,DI ,HTS,HTI
  5   FORMAT(I2,F8.2,7F10.0)
      IF(BS)30,30,31
  30  BTS=0.
      GO TO 33
  31  BTS=BS-B0
  33  IF(BI)32,32,25
  32  BTI=0.
      GO TO 26
  25  BTI=BI-B0
  26  WRITE(W,27)
  27  FORMAT(/ ,10X,33('-'),/ )
      WRITE(W,6)NSEC
  6   FORMAT(//,23X,'CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DA SECAO',///,
110X,'SECAO CONSIDERADA , ',I2,///,25X,'DADOS DA SECAO'
2,/ )
      WRITE(W,7)D,B0,BS,BI,DS,DI,BTS,BTI
  7   FORMAT(10X,'ALTURA DA VIGA =',F10.5,T44,'LARGURA DA',

```

```

1' ALMA  =',F10.5,/,10X,'LARGURA MESA SUP. =',F10.5,T44,
2' LARGURA MESA INF. =',F10.5,/,10X,'ALTURA MESA SUP. ='
3,F10.5,T44,'ALTURA MESA INF. =',F10.5,/,10X,'LARGURA ',
4'VOUTE SUP.=',F10.5,T44,'LARGURA VOUTE INF.=',F10.5,/ )
WRITE(W,70)HTS,HTI
70  FORMAT( 10X,'ALT. VOUTE SUP. =',F10.5,T44,'ALT. ',
1'VOUTE INF. =',F10.5,/, )
H(1)=C
H(2)=DS
H(3)=DI
H(4)=HTS
H(5)=HTI
B(1)=BO
B(2)=BS-BO
B(3)=BI-BO
B(4)=BTS/2.
B(5)=BTI/2.
Y(1)=C/2.
Y(2)=C-DS/2.
Y(3)=DI/2.
Y(4)=C-DS-HTS/3.
Y(5)=CI+HTI/3.
AX=0.
DO 8 I=1,5
B(I)=B(I)*H(I)
8  AX=AX+B(I)
XMI=B(2)+B(4)
XJ=0.
B(4)=B(4)/6.
B(5)=B(5)/6.
DO 9 I= 1,5
9  XJ=XJ+B(I)*H(I)**2
XJ=XJ/12.
B(4)=B(4)*6.
B(5)=B(5)*6.
XM=0.
DO 11 I=1,5
11 B(I)=B(I)*Y(I)
XM=XM+B(I)
XMS=B(2)+B(4)

```

```

VI=XM/AX
VS=D-VI
DO 12 I=1,5
12 XJ=XJ+B(I)*Y(I)
XJ=XJ-XM*VI
WI=XJ/VI
WS=XJ/VS
SK=WI/AX
XK=WS/AX
XMS=XMS-XMI*VI
XMN=XMS+VS**2*BO/2.
WRITE(W,13)AX,XJ,VS,VI
13 FORMAT(//,23X,'VALORES GEOMETRICOS DA SECAO',//,10X,
1'AREA DA SECAO',T64,'=',F10.5,//,10X,'MOM. DE INERCIA',
2' EM RELACAO AO EIXO X-X,(C.G.)',T64,'=',F10.5,//,10X,
3'DIST. DO C.G. EM RELACAO AO BORDO SUP. DA VIGA =',
4F10.5,//,10X,'DIST. DO C.G. EM RELACAO AO BORDO INF.',
5' DA VIGA =',F10.5,/)
WRITE(W,130)WS,WI,SK,XK
130 FORMAT( 10X,'MODULO DE RESISTENCIA DA SECAO P/ ',
1'BORDO SUP. =',F10.5,//,10X,'MODULO DE RESISTENCIA DA',
2' SECAO P/ BORDO INF. =',F10.5,//,10X,'DISTANCIA DO',
3' C.G. AO PONTO NUCLEAR SUP.',T64,'=',F10.5,//10X,
4'DISTANCIA DO C.G. AO PONTO NUCLEAR INF.',T64,'=',
5F10.5,/)
WRITE(W,14)XMN
14 FORMAT(10X,'MOM. ESTATICO- C.G.-AREA SUP. OU INF. AO',
1' C.G.',T64,'=',F10.5)
21 CONTINUE
CALL EXIT
END

```

ESCOLHA DA VIGA IDEAL

UNIDADE - METRO

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DA SECAO

SECAO CONSIDERADA , 1

DADOS DA SECAO

ALTURA DA VIGA =	0.40000	LARGURA DA ALMA =	0.03000
LARGURA MESA SJP. =	0.26000	LARGURA MESA INF. =	0.15000
ALTURA MESA SUP. =	0.10000	ALTURA MESA INF. =	0.10000
LARGURA VUTE SUP. =	0.17999	LARGURA VUTE INF. =	0.07000
ALT. VUTE SJP. =	0.04000	ALT. VUTE INF. =	0.05000

VALORES GEOMETRICOS DA SECAO

AREA DA SECAO	=	0.05234
MOM. DE INERCIA EM RELACAO AO EIXO X-X, (C.G.)	=	0.00099
DIST. DO C.G. EM RELACAO AO BORDO SJP. DA VIGA	=	0.17087
DIST. DO C.G. EM RELACAO AO BORDO INF. DA VIGA	=	0.22912
MODULO DE RESISTENCIA DA SECAO P/ BORDO SUP.	=	0.00583
MODULO DE RESISTENCIA DA SECAO P/ BORDO INF.	=	0.00434
DISTANCIA DO C.G. AO PUNTO NUCLEAR SUP.	=	0.05974
DISTANCIA DO C.G. AO PUNTO NUCLEAR INF.	=	0.09352
MOM. ESTATICO- C.G.-AREA SUP. OU INF. AO C.G.	=	0.00355

APÊNDICE II

ILUSTRAÇÃO FOTOGRÁFICA

As fotos apresentadas procuram caracterizar as diferenças existentes entre o comportamento das vigas injetadas e não injetadas, no que se refere, principalmente, à fissuração e ruptura.

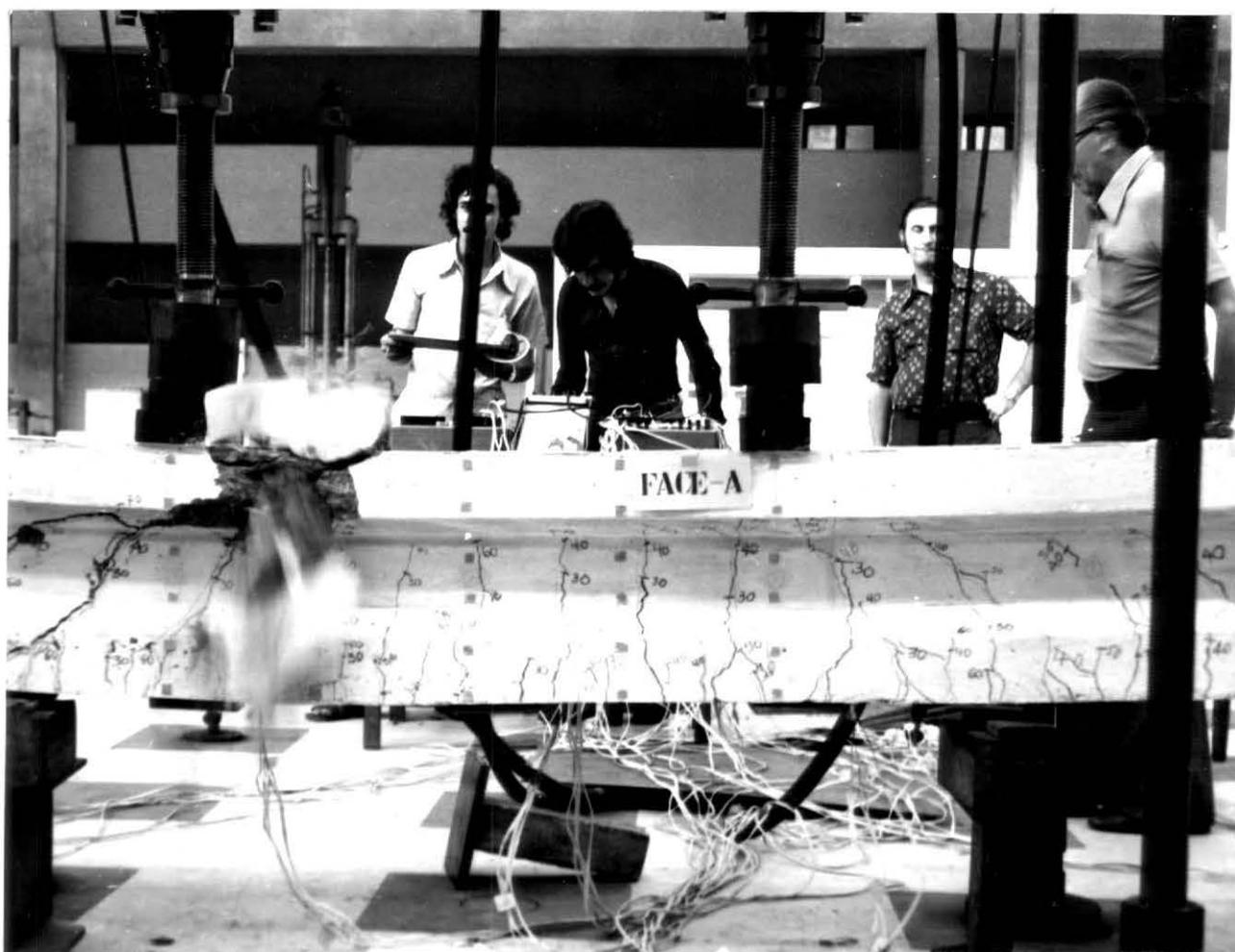


Foto 1 - Ruptura de uma viga não injetada.
Observa-se a explosão da seção de concreto, provo-
cada pela força que atua na armadura de protensão.

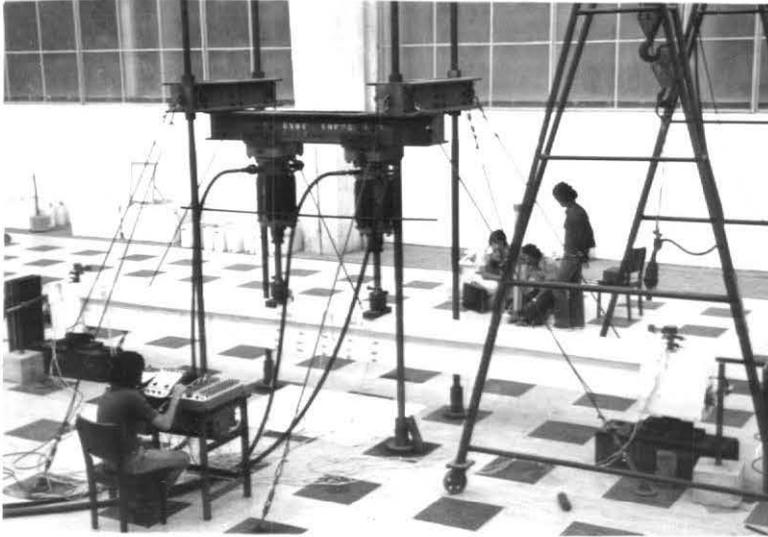


Foto 2 - Vista geral de uma das vigas ins
tantes antes do início do ensaio.

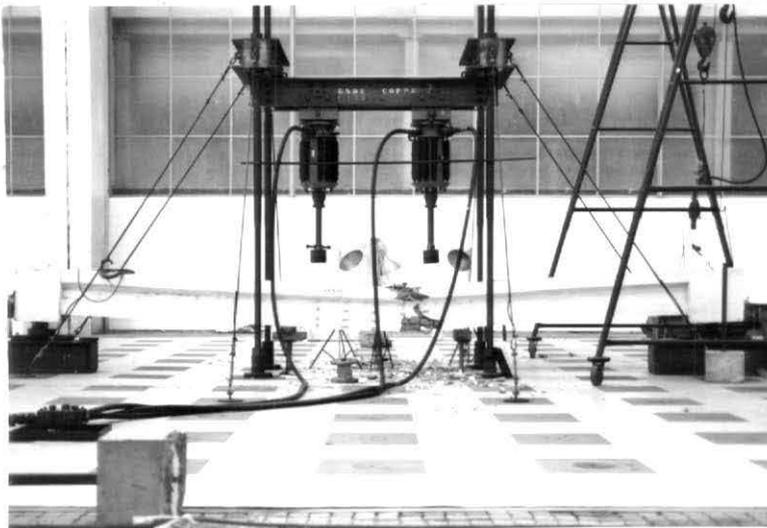


Foto 3 - Vista geral de uma viga não inje
tada, após a ruptura.



Foto 4 - Detalhe do defômetro - leitura da deformação do concreto.



Foto 5 - Detalhe do clinômetro, flexímetro e dinamometro

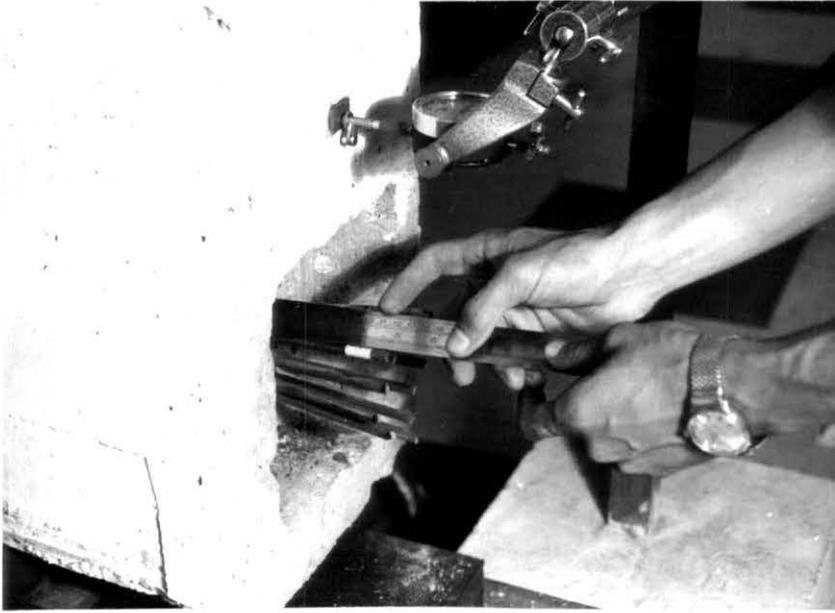


Foto 6 - Leitura para verificação de uma possível acomodação dos fios, no ensaio de uma viga não injetada.



Foto 7 - Detalhe do catetômetro.



Foto 8 - Esfoliação do concreto instantes antes do esmagamento da zona comprimida.

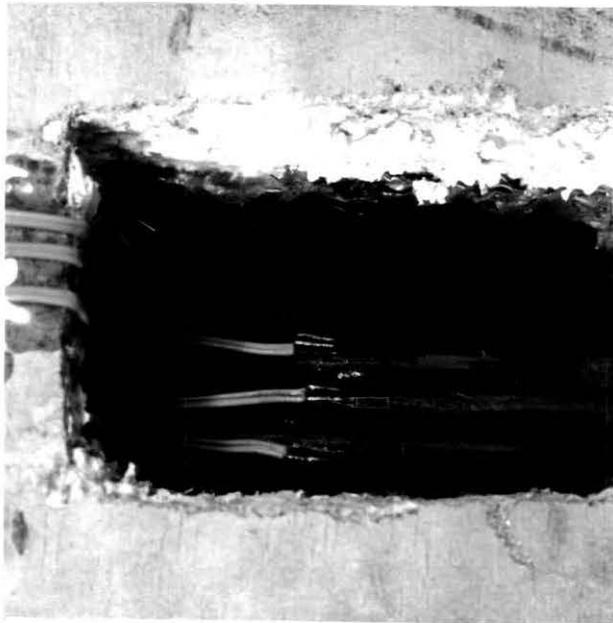


Foto 9 - Detalhe dos extensômetros elétricos de resistência colados após a protensão da peça.

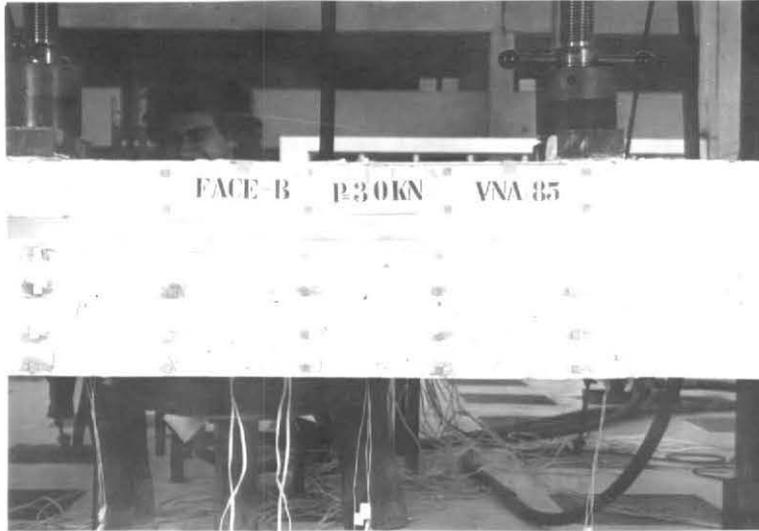


Foto 10 - Primeiras fissuras da viga VNA/85
(carga de fissuração $P_w = 27$ kN)



Foto 11 - Primeiras fissuras da viga VIA/85
(carga de fissuração $P_w = 30$ kN)



Foto 12 - No momento e após a ruptura da viga VNA/85.

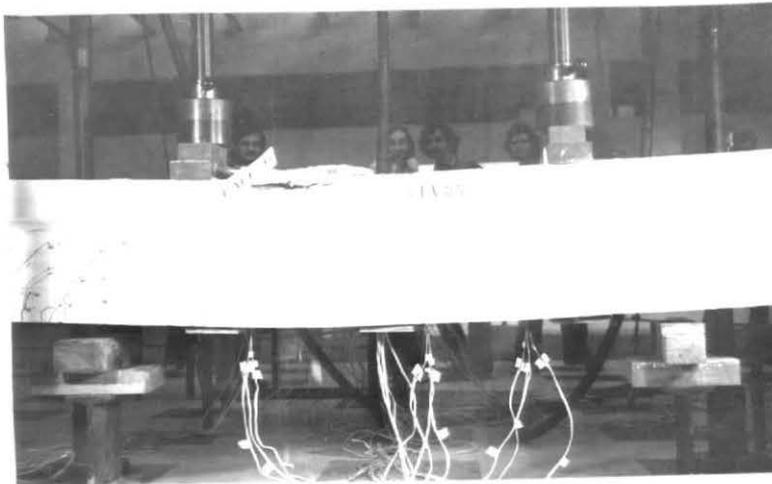


Foto 13 - Viga VIA/85 tendo a sua zona comprimida esmagada.

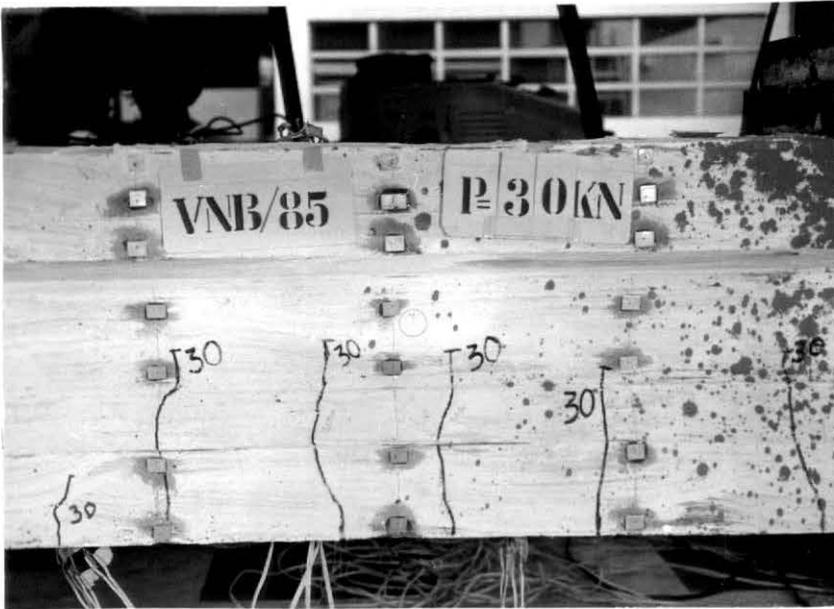


Foto 14 - Primeiras fissuras da viga VNB/85
(carga de fissuração $P_w = 23 \text{ kN}$)



Foto 15 - Primeiras fissuras da viga VIB/85
(carga de fissuração $P_w = 26 \text{ kN}$)



*Fig. 16 - Viga VNB/85 rompida bruscamente.
Observa-se o esmagamento total da
seção de concreto.*



Fig. 17 - Ruptura lenta da viga VIB/85.



Foto 18 - Primeiras fissuras da viga VNA/
/65 (carga de fissuração $P_w =$
 $= 18 \text{ kN}$)



Foto 19 - Primeiras fissuras da viga VIA/65
(carga de fissuração $P_w = 20 \text{ kN}$)



Foto 20 - No momento e após a ruptura da viga VNA/65



Foto 21 - Viga VIA/65 apresentando a zona comprimida totalmente esmagada.

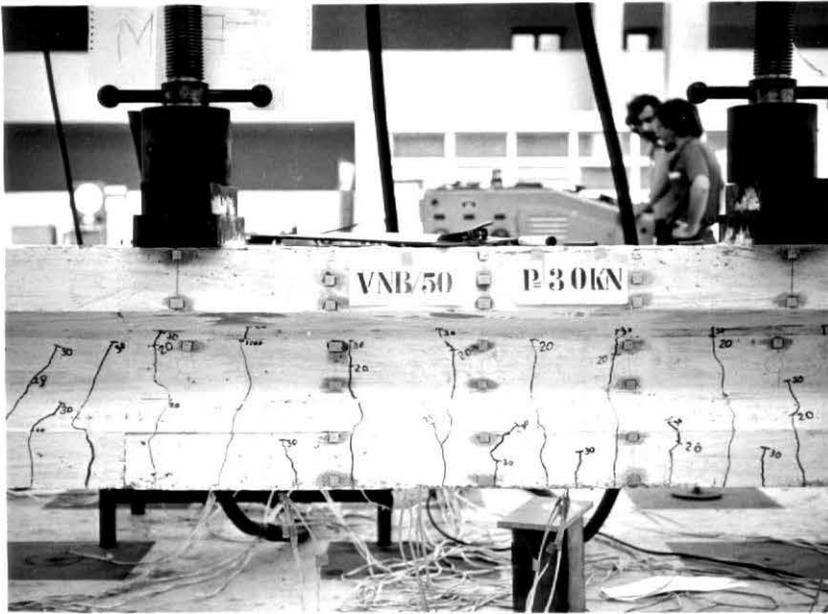


Foto 22 - Primeiras fissuras da viga VNB/50.
 Observa-se o exagerado avanço das fissuras (carga de fissuração $P_w = 15 \text{ kN}$)

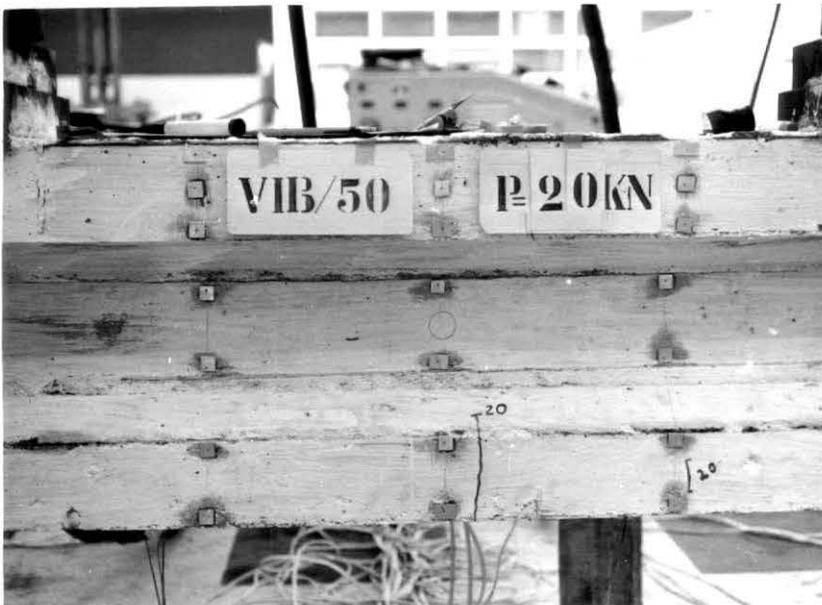


Foto 23 - Primeiras fissuras da viga VIB/50
 (carga de fissuração $P_w = 20 \text{ kN}$)

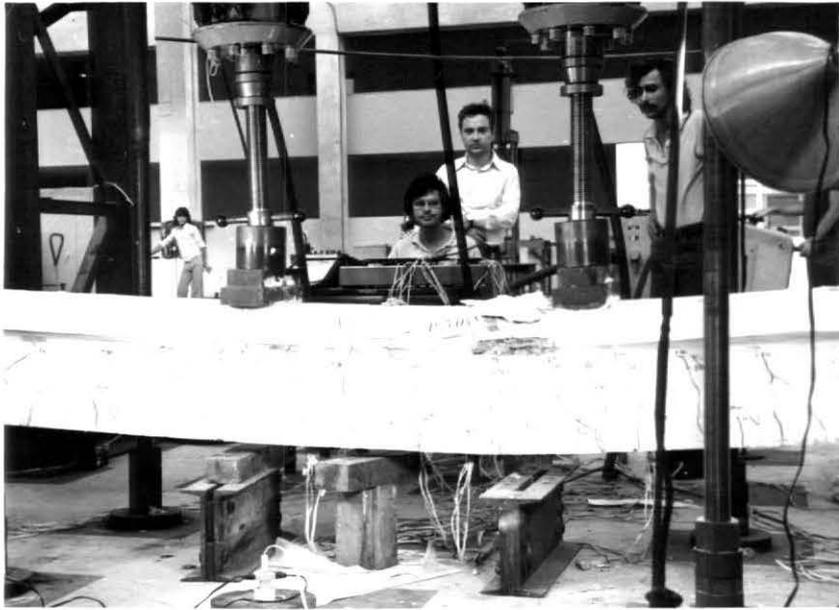


Foto 24 - Ruptura da viga VNB/50 ($P_u = 52 \text{ kN}$)
 Neste caso não houve esmagamento to
 tal da seção por ter sido a força
 inicial de protensão relativamente
 baixa.



Foto 25 - Ruptura lenta da viga VIB/50

BIBLIOGRAFIA

- 1 - BONDY, K. B.; "Realistic Requeriments for Unbonded Post-Tensioning Tendons" - Journal P.C.I., February, 1970 -
- 2 - BRANSON, D.E. - SOZEN, Mete A.; "Deflections of Prestressed Concrete Members" - Journal A.C.I., December, 1973 -
- 3 - BURNS, N. H. - PIERCE, D.M.; "Strenght and Behavior of Prestressed Concrete Members With Unbonded Tendons" - Journal P.C.I., October, 1967 -
- 4 - CARNEIRO, F.L. Lobo B.; "Dosagen de Concreto" - INT, 1953 -
- 5 - CEB-FIP, Comité Européen du Béton - Leningrad, 1972 -
- 6 - COMMITTEE on POST-TENSIONING; "Recommended Practice for Gronting of Post-Tensioned Prestressed Concrete" - Journal P.C.I. December, 1972 -
- 7 - FIALHO, J. Lobo; "Análise Experimental de Tensões" - LNEC, Lisboa 1969 -
- 8 - HUTTON, S.G. - LDVV, R.E.; "Flexural Behavier of Prestressed Partially Prestressed, and Reinforced Concrete Beans - Journal A.C.I., December, 1966 -
- 9 - IME; "Concreto Protendido" - Apostilhas, Rio de Janeiro - 1974-
- 10 - LEONHARDT, Fritz; "Hormigón Pretensado" - Madrid 1967 -
- 11 - MATTOCK, A.H.; "Tentative Recommendations for Concrete Members Prestressed With Unbonded Tendons" - Journal A.C.I., February, 1969 -
- 12 - MONTOYA, P.J.; "Hormigón Armado" - Barcelona 1971 -
- 13 - NAMY, E.G. - SALER, F.; "Moment-Rotation Relationships of Non-Bonded Post-Tensioned I-and T-Beans - Journal P.C.I., August 1968 -

- 14 - NIETO, J.F.; "Diretrizes para Injeções e Reinjeções das Bainhas das Obras em Concreto Protendido" - Stup, Rio de Janeiro, 1974 -
- 15 - P-E.B.-233.; "Barras, Fios, Cordões e Cordas de Aço destinados à Armadura de Protensão".
- 16 - P-N.B.-116.; "Cálculo e Execução de Obras de Concreto Protendido".
- 17 - RICARDO, O.G. - SOUZA, J.V.; "Medições de Tensões no Concreto Simples ou Armado" - Revista Engenharia, Janeiro - 1958 -
- 18 - S.E.T.R.A.; "Directive Provisoire sur les Injections des Gaines des Ouvrages en Béton Précontraint". - Paris, Mars, 1973 -
- 19 - SHIKH, A.F. - BRANSON, D.E.; "Non - Tensioned Steel in Partially Prestressed, and Reinforced Concrete Beams - Journal A.C.I., December, 1966 -
- 20 - STUP; "Manual do Processo Freysinnet" - Rio de Janeiro - 1974 -
- 21 - V.S.L.; "Publicações diversas sobre o Sistema de Protensão V.S.L."