

DIMENSIONAMENTO DE CONCRETO PROTENDIDO

JOSE AUGUSTO PITTA MARINHO

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVER-
SIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS RE-
QUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

Aprovada por:

Fernando L. Lobo B. Carneiro

Prof. Fernando L. Lobo B. Carneiro
Presidente

Yoshiaki Nagato

Prof. Yoshiaki Nagato

Sergio Fernando V. Villaça

Prof. Sergio Villaça

Sidney M. G. dos Santos

Prof. Sidney M. G. dos Santos

RIO DE JANEIRO
ESTADO DA GUANABARA-BRASIL
JANEIRO DE 1973

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Fernando Luis Lôbo B. Carneiro, pelos ensinamentos e orientação na realização deste trabalho;

Aos Professores da COPPE/UFRJ e da EEUFPe, que contribuíram para minha formação técnica;

Ao Centro de Computação Eletrônica da UFRJ;

A minha esposa Gilma Cristina, pelo incentivo e perfuração de cartões para processamento de dados, como também aos meus pais, pelo apoio que me proporcionaram.

i

SUMÁRIO

No que se refere ao concreto pretendido em peças lineares, com secção constante ou variável ao longo de seu eixo, são dadas explicações e comentários sobre as Recomendações Internacionais do C.E.B.-F.I.P./1970, como também comparações com as normas brasileiras.

A fim de melhor aplicar as considerações acima, há um programa automático em linguagem Fortran para o processo Freyssinet, adaptado ao computador digital IBM/360.

Esse programa analisa qualquer secção poligonal, em várias fases de protensão e construção, que possua o eixo de simetria coincidente com o plano de flexão, submetida a flexão composta normal, esforço cortante e torção.

Como resultado, são apresentadas verificações aos estados-limites últimos e de utilização em relação às idades da construção, escolhidas para estudo.

ABSTRACT

This thesis presents comments about the International Recommendation of the C.E.B.-F.I.P./1970, on linear members of pre-stressed concrete, with constant or variable cross section, and comparisons with the Brasilian oficial specification as well.

In order to accomplish this program of study a computer program in Fortran language and corresponding to the Freyssinet pre-stress procedure was prepared for use a IBM/360 digital computer.

This program analysis any polygonal section in different phases of pre-stressing and construction, whose axis of symmetry coincides with the bending plane and is subject to combined axial force and bending, shear and torsion.

A few edification constructed at different times were chosen and structurally analysed with the program according to the ultimate strength and working load design methods.

Í N D I C E

	pg.
<u>CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO</u>	1
<u>CAPÍTULO II - DESCRIÇÃO E COMENTÁRIOS SOBRE OS</u>	
CRITÉRIOS DE SEGURANÇA	5
2.1 - Valores característicos	6
2.1.1 - Materiais	6
2.1.2 - Ações diretas	8
2.1.3 - Ações indiretas	8
2.2 - Valores de cálculo	10
2.3 - Estados-limites	12
2.4 - Classes de verificação	13
<u>CAPÍTULO III - PERDAS DA FORÇA DE PROTENSÃO</u>	15
3.1 - Perdas instantâneas	15
3.1.1 - Atrito	15
3.1.2 - Deslizamento nos ór- gãos de ancoragem	16
3.1.3 - Aliviamento da tensão quando da protensão	19
3.1.4 - Deformação instantânea do concreto	20
3.2 - Perdas diferidas	20

	pg.
3.2.1 - Fluênci a, relaxaçã o e retraçã o	20
3.2.2 - Valor da perda diferi- da	29
CAPÍTULO IV - RESISTÊNCIA E DIMENSIONAMENTO DE PE- ÇAS LINEARES	37
4.1 - Solicitaçõ es normais	37
4.1.1 - Estado-limite ú ltimo de ruptura ou defor- maçã o plâ stica excessiva	38
4.1.2 - Estado-limite de fissu- raçã o	51
4.1.2.1 - Estado-limite de des- compressão	52
4.1.2.2 - Estado-limite de for- maçã o de fissuras	52
4.1.3 - Estado-limite de defor- maçã o	55
4.2 - Esforço cortante	57
4.2.1 - Necessidade e avaliaçã o da armadura transversal mínima	58

	pg .
4.2.2 - Armadura transversal protendida	61
4.2.3 - Resistência aos esta- dos múltiplos de ten- sões	62
4.2.4 - Mecanismos de resistên- cia no estado-limite último	67
4.2.5 - Estado-limite último na região AB	69
4.2.6 - Estado-limite último na região C	72
4.2.7 - Estado-limite de fissu- ração	80
4.2.8 - Estudo de superfícies solicitadas a esfor- ços tangenciais	80
4.3 - Torção	84
4.3.1 - Estado-limite último	86
4.3.2 - Estado-limite de utili- zação	88
<u>CAPITULO V - PROGRAMA AUTOMÁTICO</u>	89
5.1 - Subrotinas utilizadas	92

	pg.
5.1.1 - DIAGR	92
5.1.2 - TENCA	92
5.1.3 - ENDUR	93
5.1.4 - FLUAG	93
5.1.5 - KTEMP	93
5.2 - Diagrama de blocos simplificado do programa principal	94
5.3 - Entrada de dados	104
5.4 - Listagem do programa	112
5.5 - Aplicação prática	144
 <u>CAPITULO VI - CONCLUSÕES</u>	 179
 <u>BIBLIOGRAFIA</u>	 181

NOTAÇÃO

No desenvolvimento teórico, a notação é explicada à medida que os elementos aparecem pela primeira vez. Para facilitar a leitura do texto, são dados a seguir, o significado daqueles que figuram em mais de uma expressão.

Quanto a convenção de sinais, os valores correspondentes a tração são considerados positivos e para os esforços solicitantes que não se incluem nesta consideração, deverão obedecer a convenção usual da Resistência dos Materiais.

O asterisco colocado acima de certos elementos, designam que se trata de seu valor de cálculo, e o apóstrofe se refere a compressão, quando se toma o seu valor absoluto.

A, A_p	Áreas das armaduras longitudinais ordinária e protendida, geralmente pertencentes à zona tracionada.
A_c	Área de um cabo de protensão
A_e, A_{ep}	Áreas totais dos ramos das armaduras transversais ordinária e protendida.
A_s	Área da armadura de costura

A_1 e A_{p1}	Áreas das armaduras longitudinais ordinária e pretendida, pertencentes à zona comprimida.
B	Área da secção transversal.
C_1, C_2, C_3 e C_4	Parâmetros que limitam as partes do diagrama parábola-retângulo.
D	Grau de endurecimento do concreto.
E_b	Módulo de elasticidade do concreto.
E_t	Idem para t dias de idade.
E_p	Módulo de elasticidade do aço de protensão.
F'_b	Esforço de compressão no concreto.
F_{α_e}	Esforço de tração nos estribos.
I	Momento de inércia baricêntrico da secção transversal.
$K_b, K_c, K_d, K_e, K_{er}, K_p, K_{t-t_j}$	Coeficientes de fluência e retração do concreto.
M_b, N_b	Momento fletor e esforço cortante resistente pelo concreto.
M_{gj}, N_{gj}	Momento fletor e esforço normal na secção, devidos à carga permanente aplicada na idade j .
M_{pl}, N_{pl}	Idem para a protensão efetuada na idade ℓ .
M, N	Momento fletor e esforço normal solicitantes.
N_1, N_2	Esforços axiais na membrura e na zona tracionada ou comprimida da secção transversal.
P_0	Valor teórico da força de protensão inicial.
R_{ake}	Resistência característica da armadura ordinária transversal.

R_{bk} , R'_{bk}	Resistências características do concreto à tração e compressão.
R_b^* , $R_b'^*$	Idem para as resistências de cálculo.
R_{bmt} , R'_{bmt}	Resistências médias à tração e compressão do concreto com t dias de idade.
R_{prk}	Resistência característica de ruptura do aço de protensão.
S	Momento estático da parte da secção transversal, acima de seu centro de gravidade.
T_r	Esforço cortante reduzido.
U_r	Umidade relativa do ar do meio ambiente.
U_1, U_2, U_3, U_4	Expressões auxiliares usadas na verificação ao estado-limite último das solicitações normais.
x_p	Componente normal da força de protensão da armadura que se encontra na zona comprimida.
a	Distância entre a ancoragem ativa e o ponto em que é nula a influência do abaixamento de tensão ou deslizamento dessa ancoragem.
a/c	Fator água-cimento.
b_0	Espessura líquida mínima da alma.
b	Largura da secção transversal numa ordenada.
\bar{d}	Deslizamento dos órgãos da ancoragem.
e_f	Espessura fictícia.
h	Altura útil da secção transversal.
h_t	Altura total da secção transversal.

n	Coeficiente de equivalência.
n_g	Número de aplicações de carga permanente.
n_p	Número de fases de protensão.
s	Espaçamento das armaduras de costura na direção do plano H.
t	idade da obra em dias.
t_e, t_{ep}	Espaçamento na direção do eixo da peça, das armaduras transversais ordinária e protendida.
t_h	Idade da obra em horas.
t_1	idade da obra quando de uma protensão.
t_j	Idem para uma aplicação de carga permanente.
t_s	Espaçamento da armadura de costura.
(x, y)	Sistema de referência em que y é o eixo de simetria da secção e x é tal que a referida secção tenha todas as ordenadas positivas.
x_i, y_i	Coordenadas de um ponto da secção transversal em relação ao sistema (x, y) .
(\bar{x}, \bar{y})	Sistema de referência direto, em que \bar{x} coincide com o eixo da peça.
x_c	Distância entre a ancoragem ativa e a secção.
\bar{y}	Ordenada do centro de gravidade da secção.
z	Braço de alavanca.
α_e, α_{ep}	Inclinações das armaduras transversais ordinária e protendida.
α_s	Inclinação da armadura de costura.

$\Delta\alpha$	Coeficiente de efeito parasita.
$\Delta\sigma_5$	Perda diferida da tensão de protensão.
$\Delta\sigma_{\text{rel}, t_h}$	Perda da tensão de protensão por relaxação pura em t_h horas.
$\Delta\sigma_u$	Perda da tensão de protensão por relaxação aparente.
ϵ	Deformação no concreto, multiplicada por 10^3 .
ϵ_c	Coeficiente de retração do concreto.
ϵ_f	Deformação no concreto devida à fluência, no centro de gravidade da armadura.
ϵ_i, ϵ_s	Deformações na base inferior e superior do trapézio, multiplicadas por 10^3 .
ϵ_p	Deformação na armadura de protensão.
ϵ_r	Deformação no concreto devida à retração no centro de gravidade da armadura.
$\epsilon_{r_\ell, t}$	Deformação do concreto na idade t , no centro de gravidade da armadura, devida à retração ocorrida a partir da idade ℓ .
ϵ_t	Deformação do concreto aos t dias de idade, multiplicadas por 10^3 .
ϵ_1, ϵ_2	Menor e maior deformação nas fibras extremas.
η	Coeficiente de correção da área da armadura transversal.
θ	Soma dos desvios horizontais e verticais do cabo.
μ	Coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha.
v	Constante da parábola.

σ_b	Tensão normal atuante no concreto.
$\sigma_{bgj}, \sigma_{bg\ell}$	Tensões normais atuantes no concreto, no centro de gravidade das armaduras, devida à carga permanente aplicada na idade j e à protensão efetuada na idade ℓ .
σ_a, σ_p	Tensões nas armaduras ordinária e de protensão, situadas na zona comprimida.
σ_{ep}	Tensão permanente de protensão transversal.
σ_{pi}	Tensão nos cabos após as perdas instantâneas.
σ_t	Tensão normal atuante no concreto de idade t .
$\sigma_{\bar{x}}, \sigma_{\bar{y}}$	Tensões normais na direções \bar{x} e \bar{y} .
σ_I, σ_{II}	Tensões principais no centro de gravidade da seção.
σ_{a_e}	Tensão na armadura transversal.
σ_{a_s}	Tensão na armadura de costura.
τ	Tensão de cizalhamento.
ζ_0, ζ_{ou}	Tensões tangenciais de referência atuante e máxima permitida.
ζ_c, ζ_{cu}	Tensões tangenciais de torção atuante e máxima.
$\varphi_{t_i, t-t_i}$	Coeficiente de fluência do concreto com t dias de idade, quando atua uma tensão na idade t_i .
w_e, w_{ep}	Percentagens geométricas de armaduras transversais ordinária e protendida.
w_{eM}	Percentagem geométrica de armadura transversal, calculada pela teoria de Mörsch.

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

Os projetos modernos que cada vez mais exigem dos materiais empregados, proporcionaram enorme incremento de pesquisas tecnológicas, acarretando radicais modificações nos dimensionamentos.

Dentre os centros de estudos que surgiram, destacam-se o Comitê Europeu de Concreto (C. E. B.) e a Federação Internacional da Protensão (F.I. P.), que publicaram as suas recomendações internacionais como um dos resultados de seus intensos trabalhos, marcando assim um valioso progresso à arte de construir. Enquanto não é possível a atualização das normas brasileiras, é aconselhável o uso dessas recomendações, onde os casos omissos, poderão ser completados por aquelas normas, satisfazendo assim às exigências nacionais.

Por esta razão, este trabalho tem a pretensão de divulgar o dimensionamento de estruturas lineares, com grande raio de curvatura em relação às dimensões da secção transversal das peças, sugerido pelas Recomendações Internacionais C. E. B.-

2.

F. I. P./1970, tecendo considerações sobre a ampla variedade de assuntos abordados no texto, sujeitos às restrições daquelas recomendações.

Tendo em vista facilitar as verificações em um maior número de secções, foi desenvolvido o programa automático, já citado pela sua versatilidade em relação às solicitações atuantes, à hiperestaticidade da peça e ao modo de construção, oferecendo como resultado a determinação de todos os elementos necessários a um bom dimensionamento, em idades da construção arbitrariamente escolhidas.

Inicialmente, foram abordados os critérios de segurança pela sua distinção com o da nossa norma e dado incentivo ao cálculo mediante os processos elasto-plásticos, causa de grande investigação atual.

Depois de dadas condições para a determinação da força de protensão permanente, é estudado o dimensionamento de secções em peças lineares de concreto protendido, levando em conta o efeito concomitante das solicitações normais e cizalhantes.

Enfim, no último capítulo é exposto o diagrama de blocos simplificado e a listagem em linguagem Fortran do programa automático que utiliza minuciosamente a teoria explicada, a-

lém de detalhes de programação, adaptado ao computador digital IBM/360, juntamente com os resultados de aplicações de interesse prático.

CAPÍTULO II

DESCRÍÇÃO E COMENTÁRIOS SOBRE OS CRITÉRIOS DE SEGURANÇA

Com os estudos da segurança de estruturas, os cálculos baseados nas tensões admissíveis foram acrescidos da verificação à ruptura, a fim de satisfazerem a uma margem de segurança.

Depois surgiu a teoria dos estados-limites que consiste em manter, abaixo de um valor previamente estabelecido, a probabilidade de atingir a estados ditos limites, onde a obra é considerada inapta a sua finalidade.

Para seu uso, são achados os "valores característicos" por fundamentos probabilísticos e, em seguida, com a introdução de coeficientes corretivos, se chega aos "valores de cálculo", levando-se em conta os fenômenos aleatórios, fracionando assim o coeficiente de segurança e tornando mais fácil precisar seus valores, em relação ao aspecto físico dos fenômenos.

2.1 - Valores Característicos2.1.1 - Materiais

A resistência característica R_k é aquela que corresponde a probabilidade de ter sobre uma distribuição estatística normal, 5% dos resultados de ensaios, inferiores a seu valor.

$$R_k = R_m (1 - 1,64\delta)$$

sendo R_m a resistência média determinada por ensaios de corpos de prova, e δ seu coeficiente de variação.

Para os aços, é igual ao limite de escoamento mínimo garantido pelos produtores.

Para o concreto, pode-se determiná-lo, tendo em vista a resistência média naquela idade e o controle efetuado na obra.

Ajustando a polinômios, resultados de ensaios¹ com concreto de cimento Portland, pelo método dos mínimos quadrados, foram obtidas para idades inferiores a 28 dias, as seguintes expressões das resistências médias do concreto com t dias de idade:

Para a tração:

$$R_{bmt} = R_{bm28} [0,1439838 \times 10^{-6} t^5 - 0,1549847 \times 10^{-4} t^4 + 0,6570235 \times 10^{-3} t^3 - 0,1423089 \times 10^{-1} t^2 + 0,1706312 t + 0,4326871 \times 10^{-2}] \quad (2.1)$$

Para a compressão:

a) cimento normal

$$R'_{bmt} = R'_{bm28} [0,2593521 \times 10^{-6} t^5 - 0,2365743 \times 10^{-4} t^4 + 0,8387235 \times 10^{-3} t^3 - 0,1527213 \times 10^{-1} t^2 + 0,1651247 t + 0,9393601 \times 10^{-2}] \quad (2.2)$$

b) cimento de alta resistência

$$R'_{bmt} = R'_{bm28} [0,7485340 \times 10^{-6} t^5 - 0,6491901 \times 10^{-4} t^4 + 0,2105818 \times 10^{-2} t^3 - 0,3213706 \times 10^{-1} t^2 + 0,2480738 t + 0,2739935 \times 10^{-1}] \quad (2.3)$$

O C. E. B. recomenda, na ausência de ensaios, supondo que na tração e compressão, os desvios-padrões são de mesma ordem de grandeza:

8.

$$R_{bm} = 0,59 (R'_{bm})^{2/3} \text{ ou}$$

$$R_{bm} = 8 + 0,06 R'_{bm} \quad [\text{Kgf/cm}^2]$$

para $150 \text{Kgf/cm}^2 \leq R'_{bm} \leq 500 \text{Kgf/cm}^2$

praticamente iguais ao sugerido pela EB3/67.

2.1.2 - Ações Diretas

O peso próprio é determinado a partir da densidade do material e as outras cargas deverão ser definidas em normas técnicas, na ausência de estudos estatísticos e experimentais.

Convém lembrar que as cargas variáveis devem ser majoradas do coeficiente de impacto, para consideração de seu efeito dinâmico e não fazer uso do fator 1,2 da norma brasileira.

2.1.3 - Ações Indiretas

As deformações impostas devem ser avaliadas pelo estudo de suas origens e a protensão, comumente considerada como uma força exterior.

A força de protensão inicial é afetada de imprecisões devidas ao material e às medidas efetuadas, sendo limitada para precaução de riscos construtivos, a valores aproximadamente

iguais aos da nossa norma.

Para um instante qualquer, numa dada secção, seu valor característico será igual a

$$P_k = P_0 - 0,70\Delta P$$

$$P_{k1} = P_0 - 1,30\Delta P$$

P_0 é o valor teórico da força de protensão inicial e o ΔP , é a soma das perdas instantâneas e diferidas da secção na idade considerada.

Os dois valores acima, são escolhidos convenientemente a fim de dar uma situação mais desfavorável, suprindo os erros causados pelos materiais, medidas e avaliação das perdas de protensão.

Não é necessário fazer o aliviamento das tensões de protensão na ocasião desta, como permite a P-NB116, mas seu valor característico mínimo deve ser feito a $0,6R_{prk}$, sendo R_{prk} a resistência característica de ruptura do aço de protensão.

2.2 - Valores de Cálculo

As resistências de cálculo dos materiais são calculadas por intermédio de um coeficiente γ_m , função de dois coeficientes γ_{m1} e γ_{m2} :

- γ_{m1} - leva em conta a redução das resistências em relação aos valores característicos deduzidos dos resultados de ensaios de corpos de prova, efeitos nocivos dos agentes atmosféricos etc..
- γ_{m2} - leva em conta as falhas locais de resistência dos materiais.

O coeficiente γ_s para as solicitações de cálculo é função de γ_{s1} , γ_{s2} e γ_{s3} que consideram os seguintes fatores:

- γ_{s1} - solicitações externas superiores aos valores característicos;
- γ_{s2} - probabilidade reduzida de intervenção simultânea das ações, todas atingindo os seus valores característicos;
- γ_{s3} - hipóteses incorretas de cálculo e imprecisões de execução, que possam alterar os esforços solicitantes.

Com esta subdivisão, pode-se melhor considerar a redistribuição das tensões sobre uma secção e também a dos momentos numa estrutura hiperestática, considerada na P-NB116.

Uma das grandes dificuldades que ainda se apresenta é a determinação do γ_{s2} , visto que os valores característicos da combinação de várias ações correspondem a probabilidades de ocorrências diferentes, segundo o número dessas ações.

Devem ser cobertas as circunstâncias mais desfavoráveis, embora não excessivamente, nem fazendo combinações teoricamente possíveis e praticamente improváveis.

Serão tomados os valores de cálculo máximos ou mínimos das solicitações permanentes, desde que elas tenham ou não mesmo sentido que as solicitações variáveis.

É errôneo pensar que o peso próprio atuante, de valor determinado com certa precisão, seja pouco afetado pelo coeficiente de segurança, porque este coeficiente leva em conta outras influências, além da incerteza daquele valor, como também pela sua constante atuação, pode acarretar riscos importantes.

As deformações impostas têm coeficientes de segurança diferentes das ações, pois considerando as deformações não lineares nos estados-limites últimos, resulta um efeito bastante reduzido.

Também existem fatores corretivos para certos tipos de construções, com possibilidade de ruptura brusca, ou que

12.

originem crises sociais ou econômicas pelos seus colapsos. A determinação dos valores característicos e de cálculo é um campo aberto à pesquisa e necessita de muitos estudos estatísticos e experimentais.

2.3 - Estados-Limites

São os estados de uma estrutura além dos quais, essa ou parte dela, cessa de satisfazer às suas funções.

A cada estado-limite corresponde uma distribuição de tensões na secção, resultando uma lei tensão-deformação do material para seu domínio de deformações.

A solicitação limite é determinada por essa distribuição de tensões ou deformações limites, correspondentes às resistências de cálculo dos materiais.

Há duas categorias de estados-limites:

- a) Estados-limites últimos, que correspondem à ruína da obra ou elemento desta. Eles definem os elementos necessários ao dimensionamento, mas podem não ser os mais determinantes.
- b) Estados-limites de utilização, correspondem às condições normais de emprego ou de durabilidade, acima dos quais não são satisfeitas.

Têm por objetivo assegurar, de uma maneira durável, o bom comportamento da obra, sendo geralmente os mais determinantes para a economia dos projetos.

2.4 - Classes de Verificação

Existem quatro classes de verificação, em função do risco de fissuração sob solicitações normais, a fim de assegurar com o mínimo custo a duração prevista para a utilização da estrutura, ou parte dela, conforme a natureza das ações, meio ambiente, sensibilidade à corrosão das armaduras e controle do concreto.

A definição destas classes se baseia nos estados limites de fissuração, estudados no ítem 4.1.3 e são assim estabelecidas:

Classe I - o estado-limite de descompressão, não é atingido sob combinação mais desfavorável das ações.

Classe II - o estado-limite de formação de fissuras, não é atingido sob combinação mais desfavorável das ações, e sob ação da carga permanente e fração χ da carga variável, que representa a parcela desta com grande constância de atuação em relação a sua totalidade, seja respeitado o estado-limite de descompressão.

14.

Classe III - o estado-limite de abertura de fissuras não é atingido sob ação mais desfavorável das ações, e sob ação da carga permanente e fração x das cargas variáveis, seja respeitado o estado-limite de descompressão ou formação de fissuras, dependendo do grau de proteção ao meio ambiente.

Classe IV - só comporta estruturas de concreto armado.

Assim, mesmo que haja abertura de fissuras ou possibilidade disto, nas fibras extremas, será por um curto período de tempo, exceto na classe IV.

As Classes I e II se assemelham respectivamente à protensão completa e limitada da norma brasileira e, ao contrário dessa, o C. E. B. não especifica com obrigação a classe de certos tipos de obras, deixando sua escolha a cargo do projetista, suposto cônscio de todo o comportamento da estrutura, nem fixa compressão mínima de 15Kgf/cm^2 no centro de gravidade das peças premoldadas justapostas, mas estas deverão obedecer a disposições construtivas que assegurem uma transmissão correta das compressões entre os elementos.

CAPÍTULO IIIPERDAS DA FORÇA DE PROTENSÃO

A determinação, com certa precisão, das perdas da tensão de protensão, conduz a um bom dimensionamento e também a uma melhor previsão das deformações, fator de grande importância especialmente em pontes construídas por balanços sucessivos.

3.1 - Perdas Instantâneas

Ocorrem na ocasião da protensão, sendo as principais estudadas a seguir.

3.1.1 - Atrito

A perda devida ao atrito ΔP_1 entre o cabo de protensão e a bainha, é dada pela clássica expressão:

$$\Delta P_1 = P_0 (1 - e^{-\mu(\theta+x_c\Delta\alpha)})$$

sendo μ e $\Delta\alpha$ respectivamente os coeficientes de atrito e efeito parasita; θ a soma dos desvios horizontais e verticais do cabo e x_c a distância entre a ancoragem ativa e a secção, não devendo ser confundido com o comprimento do cabo, pois o efeito parasita atua nos trechos curvos somente no plano normal ao do cabo, ha-

16.

vendo uma compensação quando se toma a referida distância, porque diminui o valor da perda calculado.

3.1.2 - Deslizamento nos órgãos de ancoragem

O deslizamento \bar{d} dos fios do cabo, quando da cravação do cone macho, origina uma perda de protensão ΔP_2 que será calculada, considerando que o atrito é o mesmo nos dois sentidos de percurso do cabo.

Sendo elástico o encurtamento do cabo, conforme a figura (3.1), o valor do deslizamento será:

$$\bar{d} = \frac{1}{E_p} \int_0^a \frac{(P - P_1)}{A_c} dx_c \quad (3.1)$$

Sendo A_c e E_p a área e módulo elasticidade do cabo de protensão.

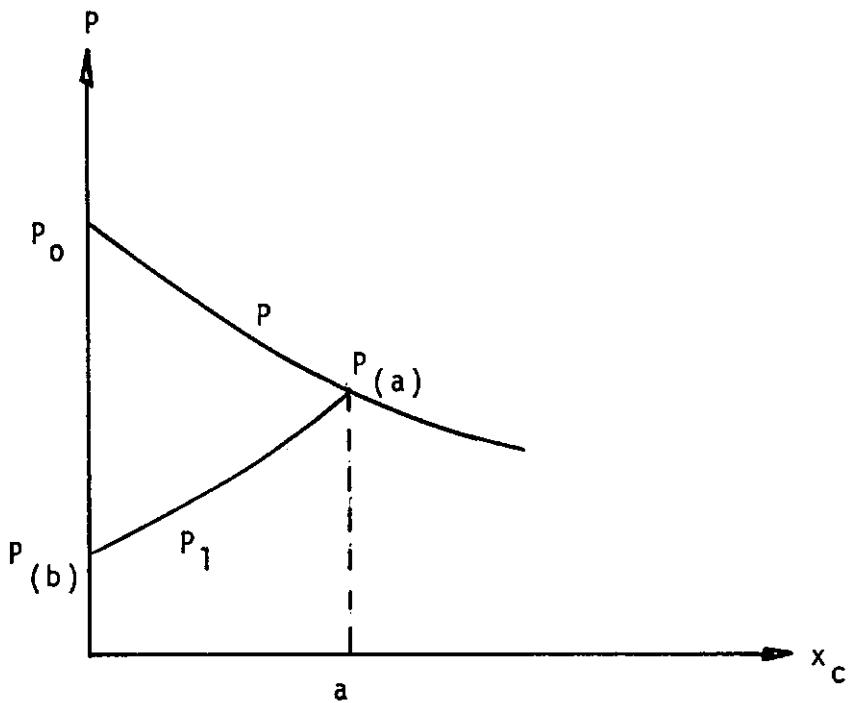


Fig. 3.1

Da figura 3.1 temos:

$$P(a) = P_0 e^{-\mu(\theta(a) + a\Delta\alpha)}$$

$$P = P_0 e^{-\mu(\theta + x_c \Delta\alpha)}$$

$$P_1 = P(a) e^{-\mu[\theta(a - x_c) + (a - x_c)\Delta\alpha]}$$

então:

$$P_1 = P_0 e^{-\mu(2\theta(a) - \theta + 2a\Delta\alpha - x_c \Delta\alpha)}$$

Substituindo na equação (3.1) e admitindo aproximadamente que o cabo tem distribuição parabólica com $\theta = vx_c$, sendo v uma constante da parábola, obtém-se:

$$E_{p A_c \bar{d}} = \int_0^a P_0 \left[e^{-\mu x_c (v + \Delta \alpha)} - e^{-\mu (2v a + 2a \Delta \alpha) + \mu x_c (v + \Delta \alpha)} \right] dx_c$$

então:

$$E_{p A_c \bar{d}} = P_0 \left[\frac{1 - 2e^{-\mu a (v + \Delta \alpha)} + e^{-2\mu a (v + \Delta \alpha)}}{\mu (v + \Delta \alpha)} \right] =$$

$$= \frac{P_0}{\mu (v + \Delta \alpha)} \left[1 - e^{-\mu a (v + \Delta \alpha)} \right]^2$$

onde

$$a = -\frac{1}{\mu (v + \Delta \alpha)} \ln \left[1 - \sqrt{\frac{E_{p A_c \bar{d}} \mu (v + \Delta \alpha)}{P_0}} \right]$$

$$e \Delta P_2 = P_0 e^{-\mu x_c (v + \Delta \alpha)} \left\{ 1 - e^{-2\mu [v(a - x_c) + \Delta \alpha(a - x_c)]} \right\}$$

Se o cabo é retílineo, faz-se $v = 0$, e chega-se:

$$a = -\frac{1}{\mu\Delta\alpha} \ln \left[1 - \sqrt{\frac{E_p A_c \mu \Delta\alpha}{P_0}} \right]$$

$$e \quad \Delta P_2 = P_0 e^{-\mu x_c \Delta\alpha} \left[1 - e^{-2\mu\Delta\alpha(a-x_c)} \right]$$

3.1.3 - Aliviamento da tensão quando da protensão

O aliviamento da tensão de protensão no momento da cravação, produz um deslizamento dos fios do cabo, equivalente ao efeito do item anterior.

Pela figura (3.1), se for diminuída a força de P_0 até $P_{(b)}$, obtém-se:

$$P_{(b)} = P_0 e^{-2\mu(\theta_{(a)} + a\Delta\alpha)}$$

o cabo sendo parabólico com $\theta = v x_c$

$$a = -\frac{1}{2\mu(v+\Delta\alpha)} \ln \left(\frac{P_{(b)}}{P_0} \right)$$

analogamente ao item passado,

$$\Delta P_3 = P_0 e^{-\mu x_c (\mu + \Delta\alpha)} \left\{ 1 - e^{-2\mu(a-x_c)(v+\Delta\alpha)} \right\}$$

onde ΔP_3 é a perda procurada da força de protensão.

20.

Quando o cabo é retilíneo $v = 0$.

3.1.4 - Deformação instantânea do concreto

Esta perda decorre da não-simultaneidade de protensão nos diversos cabos e pode ser assimilada a uma perda uniforme ΔP_4 cuja expressão é:

$$\Delta P_4 = A_p \frac{E_p}{E_b} \frac{(n_e - 1)}{n_e} \sigma_{bpi}$$

onde A_p é a área da armadura de protensão, n_e o número de etapas de protensão, σ_{bpi} a tensão no concreto calculada no estádio I ao nível do centro de gravidade dos cabos de protensão, provocada pela carga permanente atuante e totalidade da protensão após as perdas instantâneas anteriores, e finalmente E_b o módulo de elasticidade do concreto.

3.2 - Perdas Diferidas

As principais perdas são devidas às deformações não elásticas, provocadas pela fluência e retração do concreto, assim como a relaxação do aço.

3.2.1 - Fluência, relaxação e retração

A deformação de fluência se compõe de uma parcela proporcional à deformação elástica, dita fluência linear e de uma parcela complementar conhecida por fluência não-

linear.

Desde que as tensões de compressão do concreto não sejam muito elevadas, a parcela da fluência linear representa, praticamente, a totalidade.

Por isso é suposto que as tensões de utilização não ultrapassem 40% de sua tensão de ruptura.

Se numa idade t_0 atua sobre o concreto, uma tensão de compressão constante com o tempo e igual a σ'_{t_0} , corresponderá num tempo $t \geq t_0$, uma deformação igual a

$$\epsilon'_t = \frac{\sigma'_{t_0}}{E_{t_0}} + \frac{\sigma'_{t_0}}{E_{t_0}} \psi_{t_0, t-t_0} = \sigma'_{t_0} f(t_0, t-t_0)$$

sendo $\psi_{t_0, t-t_0}$ um parâmetro definidor da fluência, função de t_0 e $t-t_0$, e E_{t_0} o módulo de elasticidade do concreto na idade t_0 .

A função $f(t_0, t-t_0) = \frac{1}{E_{t_0}} (1 + \psi_{t_0, t-t_0})$ deverá ser determinada com bases experimentais e tem sido constatado¹⁵ que E_t é crescente com o tempo e a referida função é decrescente com esse, para um mesmo valor da tensão aplicada, como mostra a figura (3.2).

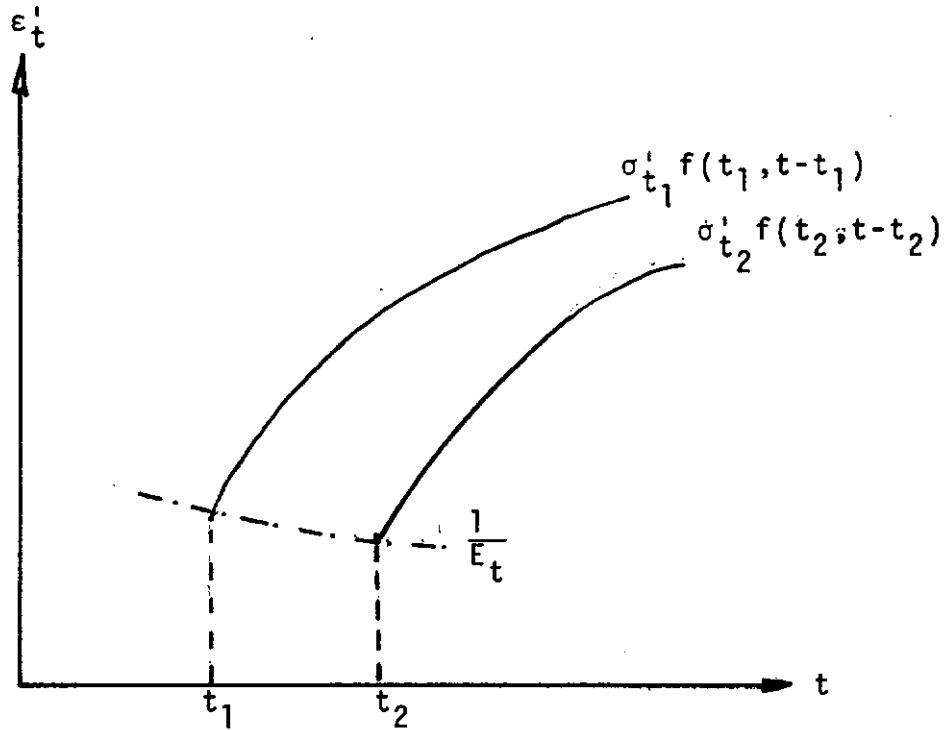


Fig. 3.2

Se a partir de t_0 , há n acréscimos de tensão $\Delta\sigma_{t_j}'$ em instantes t_j , a deformação num tempo $t \geq t_n$ será:

$$\epsilon_{t_n}' = \sum_{j=0}^n \Delta\sigma_{t_j}' f(t_j, t-t_j) =$$

$$= \sum_{j=0}^n \frac{\Delta\sigma_{t_j}'}{E_{t_j}} + \sum_{j=0}^n \frac{\Delta\sigma_{t_j}'}{E_{t_j}} \varphi_{t_j, t-t_j}$$

Para a retração no concreto, a curva de sua variação com o tempo é frequentemente determinada por uma transformação afim da função de fluência.

Estudos do C.E.B.-F.I.P. sobre os fatores que interferem na fluência linear do concreto de cimento Portland com qualidade e endurecimento normais, fazem uso do E_t constante com o tempo, incluindo sua variação em $\varphi_{t_j, t-t_j}$, dado pelo produto de coeficientes determinados em gráficos.

A deformação de fluência linear ϵ_f' , para uma tensão σ_b' constante com o tempo, vale

$$\epsilon_f' = \frac{\sigma_b'}{E_{28}} K_{t-t_j} K_b K_c K_d K_e$$

Ajustando a polinômios, as curvas desses coeficientes, dados pelo C.E.B., pelo método dos mínimos quadrados, foi obtido: K_{t-t_j} dá o desenvolvimento da deformação em função do tempo em dias e da espessura fictícia (razão entre a área da secção e seu semi-perímetro em contato com a atmosfera), sendo $5 \leq t \leq 6000$.

Para espessura fictícia = 5cm:

$$K_{t-t_j} = 0,002175993 \log^5(t-t_j) - 0,004000515 \log^4(t-t_j) - 0,0954472 \log^3(t-t_j) + 0,3697813 \log^2(t-t_j) -$$

24.

$$- 0,0257826 \log(t-t_j) + 0,002175993$$

Para espessura fictícia = 10cm.

$$\begin{aligned} K_{t-t_j} = & 0,007171635 \log^5(t-t_j) - \\ & - 0,05794337 \log^4(t-t_j) + 0,09370417 \log^3(t-t_j) + \\ & + 0,1750323 \log^2(t-t_j) - 0,09116988 \log(t-t_j) + \\ & + 0,0704355 \end{aligned}$$

Para espessura fictícia = 20cm.

$$\begin{aligned} K_{t-t_j} = & 0,01373781 \log^5(t-t_j) - \\ & - 0,1506038 \log^4(t-t_j) + 0,5317477 \log^3(t-t_j) - \\ & - 0,5993911 \log^2(t-t_j) + 0,2526212 \log(t-t_j) + \\ & + 0,03473047 \end{aligned}$$

Para espessura fictícia = 40cm.

$$\begin{aligned} K_{t-t_j} = & -0,03127391 \log^4(t-t_j) + \\ & + 0,2115587 \log^3(t-t_j) - 0,3269176 \log^2(t-t_j) + \\ & + 0,1613846 \log(t-t_j) + 0,02363776 \end{aligned}$$

Para espessura fictícia = 80cm.

$$\begin{aligned}
 K_{t-t_j} = & -0,02137622 \log^5(t-t_j) + \\
 & + 0,1855018 \log^4(t-t_j) - 0,5169492 \log^3(t-t_j) + \\
 & + 0,5843137 \log^2(t-t_j) - 0,2246312 \log(t-t_j) + \\
 & + 0,02387395
 \end{aligned}$$

K_b - depende da composição do concreto pelo consumo de cimento e fator água-cimento a/c, sendo a/c $\geq 0,3$.

Para consumo de 200kg/m³:

$$\begin{aligned}
 K_b = & -8,713722(a/c)^4 + 13,57639(a/c)^3 - \\
 & - 3,495692(a/c)^2 - 0,3032287(a/c) + 0,4177106
 \end{aligned}$$

Para consumo de 300kg/m³:

$$\begin{aligned}
 K_b = & 20,83684(a/c)^4 - 48,30028(a/c)^3 + \\
 & + 41,68401(a/c)^2 - 13,16287(a/c) + 1,824627
 \end{aligned}$$

Para consumo de 400kg/m³:

$$\begin{aligned}
 K_b = & 192,1727(a/c)^5 - 230,5138(a/c)^4 - \\
 & - 15,31995(a/c)^3 + 123,7149(a/c)^2 - \\
 & - 53,17173(a/c) + 7,202418
 \end{aligned}$$

26.

Para consumo de 500kg/m^3 :

$$K_b = 467,7019(a/c)^5 - 946,7358(a/c)^4 + \\ + 726,1575(a/c)^3 - 255,4052(a/c)^2 + \\ + 42,89757(a/c) - 2,314256$$

K_c - depende da umidade relativa do ar U_r do meio ambiente, sendo $U_r \geq 30\%$.

$$K_c = 0,1007740 \times 10^{-7} U_r^4 - 0,5072718 \times 10^{-5} U_r^3 + \\ + 0,4497315 \times 10^{-3} U_r^2 - 0,03450891 U_r + 4,011083$$

K_e - é função da espessura fictícia $e_f \leq 50\text{cm}$.

$$K_e = -0,3600583 \times 10^{-7} e_f^5 + 0,5402458 \times 10^{-5} e_f^4 - \\ - 0,312484 \times 10^{-3} e_f^3 + 0,8904390 \times 10^{-2} e_f^2 - \\ - 0,1354222 e_f + 1,744205$$

K_d - é função do grau de endurecimento D do concreto, para $30 \leq D \leq 10000$, na idade de aplicação das cargas, dado pela expressão $D = t(\lambda + 10^0)$, sendo t o tempo em dias e λ a temperatura ambiente em graus Celsius.

Para cimento de alta resistência:

$$K_d = -0,02599159 \log^5 D + 0,2848158 \log^4 D - \\ - 1,087823 \log^3 D + 1,6986191 \log^2 D -$$

$$- 1,557708 \log D + 2,662369$$

Para cimento normal:

$$K_d = -0,06477443 \log^5 D + 0,85341911 \log^4 D -$$

$$- 4,288683 \log^3 D + 10,20846 \log^2 D -$$

$$- 11,99477 \log D + 7,473799$$

Também a deformação por retração do concreto ϵ_r' , no centro de gravidade das armaduras longitudinais, num instante t , é dado pelo produto de coeficientes, então:

$$\epsilon_r' = \epsilon_c K_b K_{e_r} K_p K_t$$

K_p - é determinado pela percentagem geométrica da armadura longitudinal.

Fazendo um ajustamento das curvas, de modo análogo ao anterior, foi obtido:

K_{e_r} - depende da espessura fictícia da peça, menor que 50cm.

$$K_{e_r} = -0,1814063 \times 10^{-8} e_f^5 + 0,3931696 \times 10^{-6} e_f^4 -$$

$$- 0,3407305 \times 10^{-4} e_f^3 + 0,1685834 \times 10^{-2} e_f^2 -$$

$$- 0,05654986 e_f + 1,485401$$

ϵ_c - é função da umidade relativa do ar do meio ambiente, superior a 30%.

28.

$$\begin{aligned}\epsilon_c = & -0,1965893 \times 10^{-11} u_r^4 - 0,4025949 \times 10^{-9} u_r^3 + \\& + 0,6782279 \times 10^{-7} u_r^2 - 0,7096842 \times 10^{-5} u_r + \\& + 62,66329 \times 10^{-5}\end{aligned}$$

Para a relaxação do aço, sob deformação constante, é difícil formular uma lei de variação, pois a velocidade de evolução do fenômeno depende da tensão inicialmente aplicada e do diagrama tensão-deformação do aço.

São dadas para diversos tipos de aço, a perda total da tensão de protensão por relaxação pura $\Delta\sigma_{ap,\infty}$ a uma tensão inicial de $0,8R_{prk}$, estabelecendo para outros valores desta tensão, uma parábola que pode ser expressa pela equação:

$$\Delta\sigma_{rel,\infty} = \left[\frac{\sigma_{pi} - 0,5R_{prk}}{0,3R_{prk}} \right]^2 \Delta\sigma_{ap,\infty}$$

sendo R_{prk} a resistência característica de ruptura do aço de protensão, σ_{pi} a tensão de protensão após as perdas instantâneas e $\Delta\sigma_{rel,th}$ a perda por relaxação pura num tempo t_h (horas), dada pela expressão:

$$\log \left(\frac{\Delta\sigma_{rel,th}}{\sigma_{pi}} \right) = K_1 + K_2 \log t_h$$

onde K_1 e K_2 são constantes.

Sabendo-se que a referida perda, tem valor¹ igual a $0,5 \Delta\sigma_{rel,\infty}$ para $t_h = 1000$ horas e que para $t_h = 1$ hora, seu valor é aproximadamente $0,25 \Delta\sigma_{rel,1000h}$, resulta a relaxação total em 4 anos. Sob estas condições, foram encontrados os coeficientes K_1 e K_2 e obtido

$$\Delta\sigma_{rel,t_h} = 0,5 \Delta\sigma_{rel,\infty} \left(\frac{t_h}{1000} \right)^{0,195591}$$

para $t_h \leq 34600$ horas.

3.2.2 - Valor da perda diferida

Como os fenômenos citados são interdependentes, a perda diferida não será a soma das perdas individuais. Para isso, podemos fazer uma aproximação, supondo que a deformação do concreto, no centro de gravidade dos cabos, devida à fluência, é obtida por uma compressão média entre o valor inicial ($\sigma_{bg} + \sigma_{bpi}$) e o final ($\sigma_{bg} + \sigma_{bp}$). σ_{bg} , σ_{bpi} e σ_{bp} são as tensões, no referido local, causadas pela carga permanente, protensão após as perdas instantâneas e pela protensão permanente.

Considerando várias fases de construção (ou aplicações de cargas permanentes) e de protensão, esta deformação se rá:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_f = & \frac{1}{E_b} \left\{ \sum_{j=1}^{n_g} \sigma_{bgj} \varphi_{t_j, t-t_j} + \right. \\
 & + \sum_{\ell=1}^{n_p} \sigma_{bpl} \varphi_{t_\ell, t-t_\ell} - \\
 & - \frac{\Delta\sigma_5}{2\sigma_{pi}} \sum_{\ell=1}^{n_p} \sigma_{bpl} \varphi_{t_\ell, t-t_\ell} - \\
 & \left. - \frac{\Delta\sigma_5}{\sigma_{pi}} \sum_{\ell=1}^{n_p} \sigma_{bpl} \right\}
 \end{aligned}$$

sendo n_g e n_p o número de fases de protensão e construção, $\Delta\sigma_5$ a perda diferida de tensão, σ_{pi} a tensão de protensão após as perdas instantâneas, σ_{bgj} e σ_{bpl} tensões no concreto, no centro de gravidade da armadura, causadas pela carga permanente e protensão, atuantes nas idades j e ℓ .

A deformação diferida no mesmo ponto, devida à retração, que ocasiona perda de tensão no aço será:

$$\varepsilon_r = \sum_{\ell=1}^{n_p} (\varepsilon_{r_\ell, t} - \varepsilon_{r_\ell, t_\ell})$$

sendo $\varepsilon_{r_\ell, t}$ a deformação do concreto na idade t , no centro de gravidade da armadura, devida à retração ocorrida a partir da idade ℓ .

Para cada fase de construção, somente serão considerados para o cálculo de K_p , os cabos protendidos nesta referida fase.

A variação de deformação no aço será:

$$\Delta \epsilon_p = \frac{\Delta \sigma_5 - \Delta \sigma_u}{E_p}$$

sendo $\Delta \sigma_u$ a variação média de tensão devida à relaxação aparente.

Igualando essa expressão à deformação no concreto, com sinal contrário, chega-se a:

$$\Delta\sigma_5 = \frac{E_p \sum_{\ell=1}^{n_p} (\varepsilon_{r_\ell, t} - \varepsilon_{r_\ell, t_\ell}) + n \left(\sum_{j=1}^{n_g} \sigma_{bgj} \varphi_{t_j, t-t_j} + \sum_{\ell=1}^{n_p} \sigma_{bp_\ell} \varphi_{t_\ell, t-t_\ell} \right) - \Delta\sigma_u}{\frac{n}{\sigma_{pi}} \sum_{\ell=1}^{n_p} \sigma_{bp_\ell} (1 + 0,5 \varphi_{t_\ell, t-t_\ell}) - 1}$$

$$\Delta P_5 = P_i \left\{ \frac{E_p \sum_{\ell=1}^{n_p} (\varepsilon_{r_\ell, t} - \varepsilon_{r_\ell, t_\ell}) + n \left(\sum_{j=1}^{n_g} \sigma_{bgj} \varphi_{t_j, t-t_j} + \sum_{\ell=1}^{n_p} \sigma_{bp\ell} \varphi_{t_\ell, t-t_\ell} \right) - \Delta \sigma_{rel, th}}{n \sum_{\ell=1}^{n_p} \sigma_{bp\ell} (1 + 0,5 \varphi_{t_\ell, t-t_\ell}) - \sigma_{pi}} + \right.$$

$$+ \left. \frac{3 \left[E_p \sum_{\ell=1}^{n_p} (\varepsilon_{r_\ell, t} - \varepsilon_{r_\ell, t_\ell}) + n \left(\sum_{j=1}^{n_g} \sigma_{bgj} \varphi_{t_j, t-t_j} + \sum_{\ell=1}^{n_p} \sigma_{bp\ell} \varphi_{t_\ell, t-t_\ell} \right) \right]}{\left[n \sum_{\ell=1}^{n_p} \sigma_{bp\ell} (1 + 0,5 \varphi_{t_\ell, t-t_\ell}) - \sigma_{pi} \right]^2} \right\}$$

(3.2)

Devido à imprecisão dos coeficientes de fluência e retração, indicados anteriormente, para apenas estimar a ordem de grandeza dessas deformações, não se faz necessário usar uma expressão mais exata que a estabelecida "supra".

CAPÍTULO IV

RESISTÊNCIA E DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS LINEARES

Desde que as peças estejam submetidas a solicitações de diversos tipos, há uma interação entre os esforços que não podemos desprezar. Nos últimos anos, foram realizados com grande intensidade, estudos teóricos e experimentais sobre vigas de concreto armado e protendido, a fim de se adotar um modelo de ruptura, aplicável a uma secção de qualquer forma ou tamanho.

Por uma questão de exposição do assunto, em cada solicitação abordada será considerada sua ação combinada com as descritas anteriormente.

4.1 - Solicitações normais

São caracterizadas por esforços normais e momentos fletores, em relação ao centro de gravidade da secção de concreto, considerada reduzida ou homogeneizada, conforme haja ou não solidarização desta com a armadura de protensão.

Esta precaução é essencial para evitar o excesso

38.

de compressão sobre a secção, ultrapassando assim seu limite máximo e pode-se tomar a secção total de concreto, desde que não haja esse perigo.

No estudo das solicitações normais, não há necessidade em considerar a intervenção de outras solicitações, porque as condições mais desfavoráveis que lhes são consequentes, se efetuam nas fibras extremas, onde o cizalhamento é nulo. (no caso da torção, em caráter aproximado).

4.1.1 - Estado-limite último de ruptura ou deformação plástica excessiva

Para o caso das armaduras solidárias com o concreto, sob influência das solicitações, a armadura sofre a mesma deformação que o concreto.

Admite-se como válido, em caráter aproximado, o princípio da conservação das secções planas, e desde a tração simples até a compressão centrada, são definidos diferentes domínios de deformações, limitados a 1% no aço tracionado e a 0,35% ou 0,2% no concreto, conforme este esteja submetido a flexão ou compressão simples.

A lei tensão-deformação, relativa ao aço, é obtida por uma afinidade paralela à reta de Hooke no diagrama correspondente a sua resistência característica, dividindo pelo coefi-

ciente de minoração dessa resistência.

Para os aços de protensão trefilados, a parte curva do diagrama tensão-deformação, é dada por

$$\epsilon_p = \frac{\sigma_p^*}{E_p} + 0,823 \left(\frac{\sigma_p^*}{R_{p0,2}^*} - 0,7 \right)^5 \quad (4.1)$$

sendo ϵ_p a deformação na armadura de protensão correspondente a tensão de cálculo σ_p^* e $R_{p0,2}^*$ a resistência de cálculo desta armadura definida pelo limite de escoamento 0,2%.

Para tensões na armadura de protensão superiores àquela correspondente ao alongamento de 1%, o C.E.B. manda atribuir valores iguais ao dessa última, porém isso não deverá ser considerado, porque essa limitação é estabelecida para impedir deformações plásticas excessivas, que só serão influenciadas pelas deformações contadas a partir do pré-alongamento causado pela protensão.

Quanto ao concreto de granulados normais, essa lei é aproximada pelo diagrama parábola-retângulo indicado na figura (4.1), supondo nula a resistência à tração do concreto.

40.

Sendo σ_b^* a tensão no concreto e ϵ sua deformação multiplicada por 1000, tem-se:

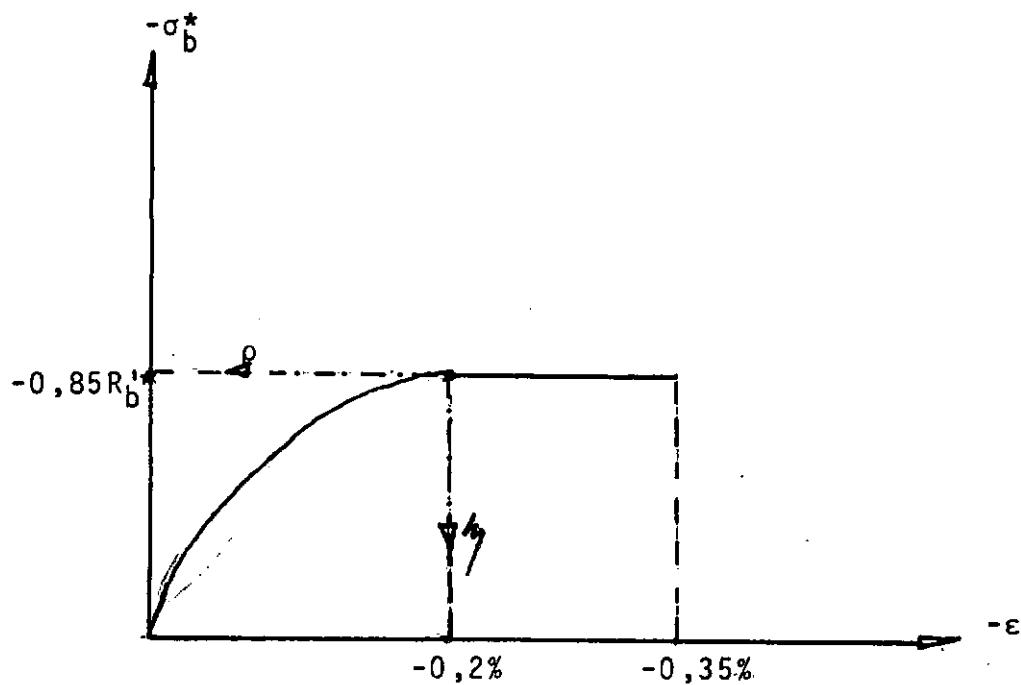


Fig. 4.1

Para	$\epsilon \geq 0$	$\sigma_b^* = 0$
	$\epsilon \leq -0,2\%$	$\sigma_b^* = -0,85 R_b^*$
	$0 > \epsilon > -0,2\%$	obtém-se,

$$\epsilon = v_1 \rho^2 \quad \text{donde}$$

$$v_1 = \frac{0,85 R_b^*}{4} \rho^2$$

sendo $1/v_1$ o quâdruplo da distância focal da parábola.

Fazendo uma mudança de eixos de referência:

$$\sigma_b^* = 0,85R_b^{'*} + \sigma_b^*$$

$$\rho = 2 + \epsilon$$

então $\sigma_b^* = 0,85R_b^{'*} \left(\epsilon + \frac{\epsilon^2}{4} \right)$

Uma secção de forma qualquer, dada na figura 4.2, submetida a flexão composta normal, terá as seguintes equações de equilíbrio:

$$N^* = \int_0^{h_t} b\sigma_b^* dy + A_1\sigma_{a1}^* + A\sigma_a^* + A_p\sigma_p^* + x_p^*$$

$$M^* = \int_0^{h_t} b\sigma_b^* (\bar{y} - y) dy + A_1\sigma_{a1}^* (\bar{y} - y_{a1}) +$$

$$+ A\sigma_a^* (\bar{y} - y_a) + A_p\sigma_p^* (\bar{y} - y_p) + x_p^* (\bar{y} - y_{p1})$$

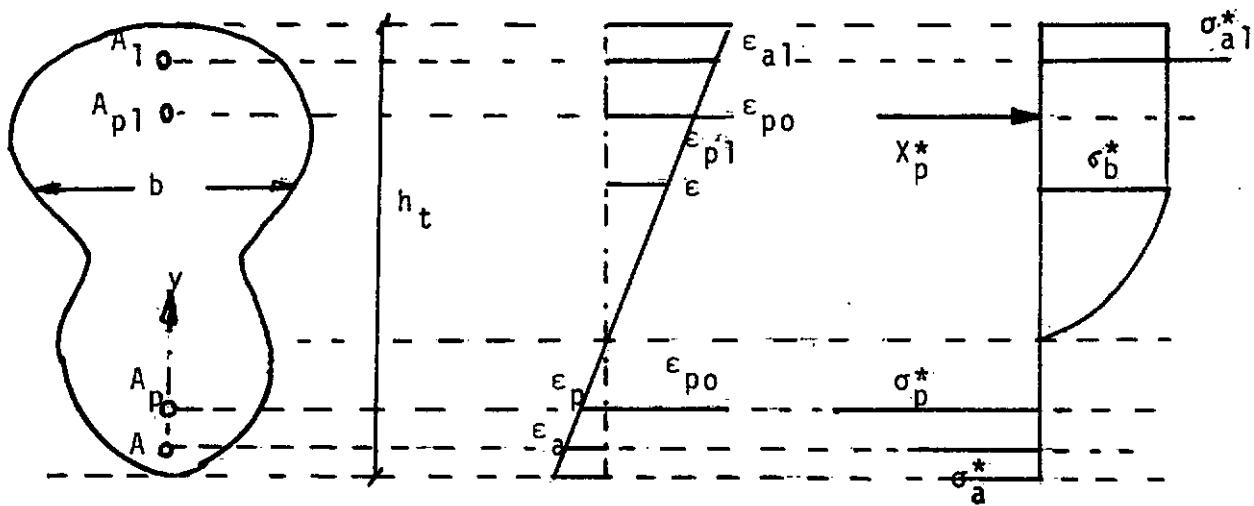


Fig. 4.2

- ϵ_{po} pré-alongamento da armadura de protensão.
 M^* e N^* momento fletor e esforço normal de cálculo.
 A_p e A_{p1} áreas das armaduras longitudinais de protensão, situadas nas zonas tracionada e comprimida, de ordenadas y_p e y_{p1} , com tensões σ_p^* e σ_{p1}^* , correspondentes às deformações ϵ_p e ϵ_{p1} .
 A e A_{10} áreas das armaduras longitudinais ordinária, situadas na zona tracionada e comprimida, de ordenadas y_a e y_{a1} , com tensões σ_a^* e σ_{a1}^* , correspondentes às deformações ϵ_a e ϵ_{a1} .
 X_p^* valor absoluto da componente normal da força de protensão permanente, calculado a partir da tensão σ_{p1}^* na armadura da zona comprimida.

- b largura da secção numa ordenada arbitrária.
 h_t altura total da secção.
 \bar{y} ordenada do centro de gravidade da secção.

Se a secção, com o contorno poligonal, for simétrica em relação ao plano de atuação dos momentos, as integrais "supra" podem ser decompostas em uma soma de integrais realizadas em elementos trapezoidais.

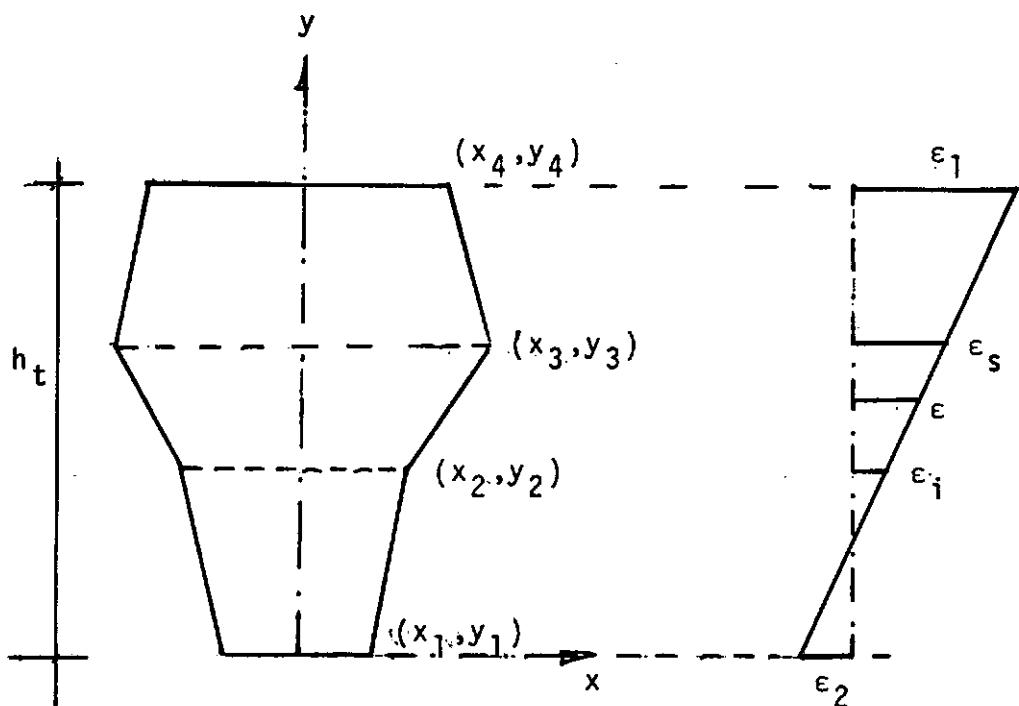


Fig. 4.3

Para a deformação na fibra superior menor que na inferior, levando-se em conta os respectivos sinais, como mostra a figura 4.3, que também representa os pontos (x_i, y_i) definidores da secção:

ϵ_1 e ϵ_2 são respectivamente a menor e maior deformação nas fibras extremas da secção. ϵ_s e ϵ_i as deformações na base superior e inferior de um trapézio qualquer, tendo como ordenadas y_i e y_{i-1} . Estas quatro deformações têm seus valores multiplicados por 1000.

Da figura 4.3 obtém-se para $y_i \neq y_{i-1}$:

$$\epsilon = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{h_t} y + \epsilon_2 \quad \text{onde} \quad y = \frac{h_t}{\epsilon_1 - \epsilon_2} - \frac{h_t \epsilon_2}{\epsilon_1 - \epsilon_2}$$

$$\epsilon_s = \epsilon_2 + \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{h_t} y_i \quad \text{e} \quad \epsilon_i = \epsilon_2 + \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{h_t} y_{i-1}$$

$$b = 2 \left[\left(\frac{x_i - x_{i-1}}{y_i - y_{i-1}} \right) y + x_{i-1} - \left(\frac{x_i - x_{i-1}}{y_i - y_{i-1}} \right) y_{i-1} \right]$$

No diagrama parábola-retângulo da figura 4.4, C_1 e C_2 são limites superior e inferior da parte parabólica, fixados em função da faixa de deformações pertencentes a cada trapézio. C_3 e C_4 são os mesmos limites para a parte retangular.

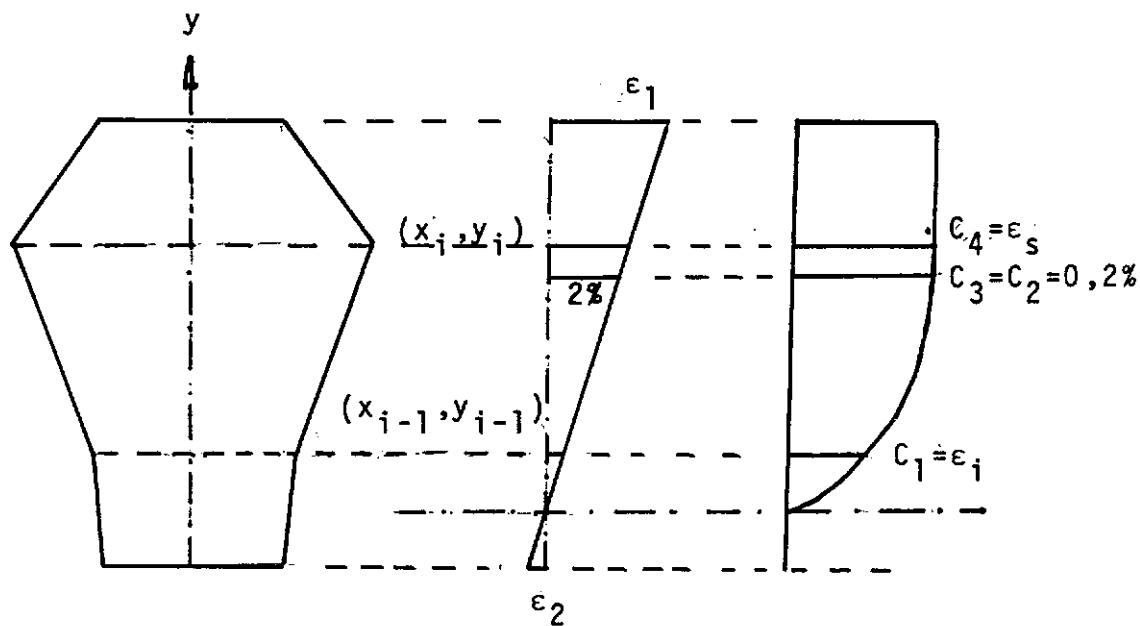


Fig. 4.4

A parcela, devido ao concreto, do esforço normal N_b^* e momento fletor M_b^* resistentes de cálculo, para cada trapezio será:

$$N_b^* = \int_{c_1}^{c_2} 0,85R_b'^* \left(\epsilon + \frac{\epsilon^2}{4} \right) b \frac{h_t}{\epsilon_1 - \epsilon_2} d\epsilon +$$

$$+ \int_{c_3}^{c_4} -0,85R_b'^* b \frac{h_t}{\epsilon_1 - \epsilon_2} d\epsilon$$

$$M_b^* = \int_{C_1}^{C_2} 0,85 R_b^{i*} \left(\epsilon + \frac{\epsilon^2}{4} \right) b \frac{h_t}{\epsilon_1 - \epsilon_2} \left[\tilde{y} - \right.$$

$$- \left. \frac{h_t(\epsilon - \epsilon_2)}{\epsilon_1 - \epsilon_2} \right] d\epsilon + \int_{C_3}^{C_4} -0,85 R_b^{i*} b \frac{h_t}{\epsilon_1 - \epsilon_2} \left[\tilde{y} - \right.$$

$$- \left. \frac{h_t(\epsilon - \epsilon_2)}{\epsilon_1 - \epsilon_2} \right] d\epsilon$$

fazendo $\sigma_{bu} = -0,85 R_b^{i*}$

$$U_1 = \frac{h_t}{\epsilon_1 - \epsilon_2}$$

$$U_2 = \tilde{y} + \epsilon_2 U_1$$

$$U_3 = U_1 \sigma_{bu}$$

$$U_4 = \frac{x_i - x_{i-1}}{y_i - y_{i-1}} U_1$$

$$U_5 = - \frac{(U_1 \epsilon_2 + y_{i-1}) U_4}{U_1} + x_{i-1}$$

chega-se a:

$$b = 2(U_4 \epsilon + U_5)$$

$$N_b^* = - \int_{C_1}^{C_2} 2U_3(U_4\epsilon + U_5) \left(\epsilon + \frac{\epsilon^2}{4} \right) d\epsilon + \int_{C_3}^{C_4} 2U_3(U_4\epsilon + U_5) d\epsilon$$

$$M_b^* = - \int_{C_1}^{C_2} 2U_3(U_4\epsilon + U_5) \left(\epsilon + \frac{\epsilon^2}{4} \right) (U_2 - U_1\epsilon) d\epsilon + \\ + \int_{C_3}^{C_4} 2U_3(U_4\epsilon + U_5) (U_2 - U_1\epsilon) d\epsilon$$

resolvendo:

$$N_b^* = -U_3 \left[U_5(C_2^2 - C_1^2) + \frac{(4U_4 + U_5)(C_2^3 - C_1^3)}{6} + \right. \\ \left. + \frac{U_4(C_2^4 - C_1^4)}{8} - 2U_5(C_4 - C_3) - U_4(C_4^2 - C_3^2) \right] \quad (4.2)$$

$$M_b^* = -U_3 \left[U_5U_2(C_2^2 - C_1^2) + \frac{(4U_4U_2 + U_5U_2 - 4U_5U_1)}{6}(C_2^3 - C_1^3) + \right. \\ \left. + \frac{(U_4U_2 - 4U_4U_1 - U_5U_1)}{8}(C_2^4 - C_1^4) - \frac{U_4U_1}{10}(C_2^5 - C_1^5) - \right. \\ \left. - 2U_5U_2(C_4 - C_3) - (U_4U_2U_5U_1)(C_4^2 - C_3^2) + \right. \\ \left. + \frac{2U_4U_1}{3}(C_4^3 - C_3^3) \right] \quad (4.3)$$

48.

Fazendo-se a soma dos N_b^* e M_b^* para todos os trapézios da zona com primida, obtém-se as expressões, relativas ao concreto, do esforço normal e momento fletor resistente de cálculo para a secção considerada.

No caso da deformação da fibra inferior menor que a da superior, da figura 4.5, tem-se;

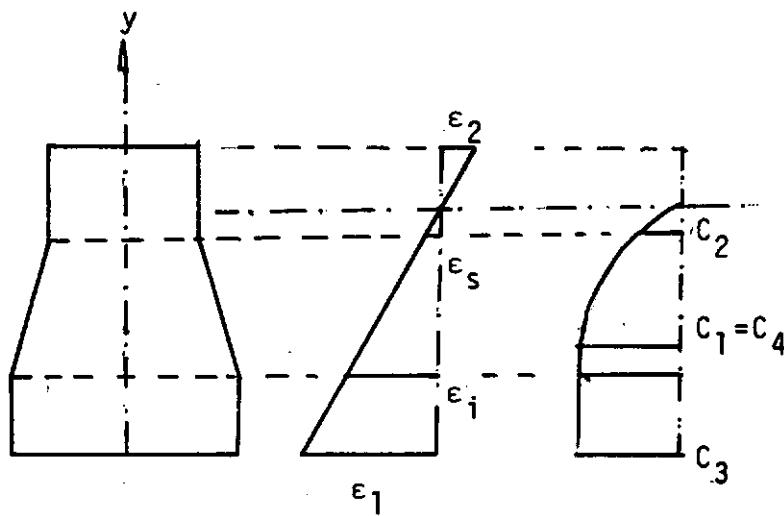


Fig. 4.5

$$\epsilon = \frac{\epsilon_2 - \epsilon_1}{h_t} y + \epsilon_1 \quad \text{donde} \quad y = \frac{h_t}{\epsilon_2 - \epsilon_1} \epsilon - \frac{h_t \epsilon_1}{\epsilon_2 - \epsilon_1}$$

$$\epsilon_s = \epsilon_1 + \frac{\epsilon_2 - \epsilon_1}{h_t} y; \quad \epsilon_i = \epsilon_1 + \frac{\epsilon_2 - \epsilon_1}{h_t} y_{i-1}$$

C_1 e C_2 são os limites inferior e superior da parte parabólica, fixados em função da faixa de deformações pertencentes a cada traço.

pézio.

C_4 e C_3 são os mesmos limites para a parte retangular.

$$N_b^* = \int_{C_1}^{C_2} 0,85 R_b^* \left(\varepsilon + \frac{\varepsilon^2}{4} \right) \frac{h_t b}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} d\varepsilon +$$

$$+ \int_{C_3}^{C_4} -0,85 b R_b^* \frac{h_t}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} d\varepsilon$$

$$M_b^* = \int_{C_1}^{C_2} 0,85 R_b^* \left(\varepsilon + \frac{\varepsilon^2}{4} \right) b \frac{h_t}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \left[\tilde{y} - \frac{h(\varepsilon - \varepsilon_1)}{(\varepsilon_2 - \varepsilon_1)} \right] d\varepsilon + \int_{C_3}^{C_4} -0,85 b R_b^* \frac{h_t}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \left[\tilde{y} - \frac{h(\varepsilon - \varepsilon_1)}{(\varepsilon_2 - \varepsilon_1)} \right] d\varepsilon$$

fazendo $U_1 = - \frac{h_t}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}$

$$U_2 = \tilde{y} + U_1 \varepsilon_1$$

$$U_5 = - \frac{(U_1 \varepsilon_1 + y_{i-1})}{U_1} + x_{i-1}$$

σ_{bu} , U_3 e U_4 iguais aos anteriores, chega-se analogamente às equações (4.2) e (4.3), e procede-se como já foi visto.

No programa, a secção bascula em todo o domínio de deformações admitido pelas recomendações, já citado anteriormente, determinando os momentos fletores e esforços normais resistentes para cada posição da secção deformada, aplicando as integrais "supra" para cada trapézio, que representa a contribuição do concreto, e computando as parcelas devidas aos aços.

São identificados os esforços normais resistentes imediatamente superior e inferior ao solicitante, como também seus correspondentes momentos fletores.

Finalmente, o máximo momento fletor resistente para o esforço normal dado, é calculado fazendo uma interpolação linear entre aqueles dois pares de esforços resistentes, mencionados acima.

Quando as armaduras não estão solidárias ao concreto, geralmente a deformação no aço é diferente daquela do concreto adjacente, diminuindo a resistência da peça.

Uma maneira prática é proceder como anteriormente, tomando para tensões, aquelas que correspondem ao diagrama tensão-deformação do aço, reduzidas de 30%.

4.1.2 - Estados-limites de Fissuração

São definidores das classes de verificações e, como não existem no Brasil, obras pertencentes a classe III, o es-tado-limite de abertura de fissuras não serā abordado nesse tra-balho.

A lei tensão-deformação, usada nas verificações é linear, visto que estamos no domínio das pequenas deformações, sendo escolhidas as tensões para os limites dessas verificações.

Para afastar a possibilidade de fissuração, provo-cadas pela retração e variações de temperatura, é estabelecida uma percentagem geométrica mīnima de armadura ordinária que deve-rā ser bem distribuída.

Não é feita menção a não aderência dos cabos, fa-tor que aumenta a fissuração.

4.1.2.1 - Estado-Limite de descompressão

Consiste em assegurar que não há tensão de tração nas fibras extremas, resultando uma possibilidade desprezível de fissuração.

Quando respeitado pela condição mais desfavorável das ações, a oscilação da tensão nos cabos de protensão é pequena em relação a tensão média destes, afastando o perigo da fadiga.

4.1.2.2 - Estado-Limite de formação de fissuras

É dividido em verificações a tração e compressão.

a) Compressão:

Sua função é evitar que ocorra compressão excessiva nas fibras extremas da secção. Talvez fosse melhor constituir um estado-limite à parte, visto que se afasta do raciocínio comum às outras verificações de fissuração como também deverá ser respeitado para a classe I, condição não citada na definição desta, dada pelo C.E.B.

Geralmente dispensa a verificação ao estado-limi-

te de ruptura ou deformação plástica excessiva na ocasião da pro tensão.

É verificada, mantendo-se as tensões normais, calculadas elasticamente, abaixo da resistência de cálculo do concreto R_b' * na idade considerada, chegando-se a resultado igual ao da nossa norma para a ocasião da protensão, pois sendo γ_b o coeficiente de minoração da resistência característica do concreto R_{bk}' , tem-se:

$$R_b'^* = \frac{R_{bk}'}{1,5} = \frac{2}{3} R_{bk}' = \frac{2}{3} \sigma_R$$

com σ_R a tensão de ruptura do concreto, segundo a norma brasileira.

b) Tração:

Devido a incerteza sobre o fenômeno da fissuração no concreto tracionado, há possibilidade de ocorrência de fissuras, desde que exista pequena tração nas bordas. Não é considerada a abertura ou distância entre estas possíveis fissuras, porque com uma proporção suficiente e bem distribuída de armadura ordinária, ocorre uma fissuração de pequena abertura e repartida ao longo desta armadura.

A experiência mostra que a presença das armaduras

ordinárias, na zona tracionada, aumenta a resistência à fissuração, em relação à obtida pela hipótese elástica.

No momento atual, isto ainda não é possível de ser levado em consideração, até que se estabeleça um método eficaz, baseado numa lei elasto-plástica de distribuição de tensões. A quantidade mínima desta armadura ordinária, exigida pelo C.E.B., é obtida tomado 20Kgf/cm^2 para a resistência a tração do concreto, e não considera o "saldo disponível" da tensão na armadura de protensão, mencionado na P-NB116.

O momento resistente pela armadura ordinária deve rā ser maior que, aquele pelo concreto tracionado, obtendo-se

$$Az \frac{R^*}{a} > 20W \quad [\text{Kg} \cdot \text{cm}]$$

sendo z o braço de alavanca, W o módulo de resistência da secção de concreto no lado tracionado e R^* a resistência de cálculo desa armadura.

Por motivos construtivos, essa quantidade deverá ser maior que 0,5% da área de concreto tracionada.

A plastificação do concreto é levada em conta pelo C.E.B., estabelecendo valores fixos de 15 e 30Kgf/cm^2 , conforme natureza das cargas para as máximas tensões de tração, diferindo

da P-NB 116 que não considera esse efeito.

Como a fissuração é aumentada com o acréscimo que provoca tração no concreto, da tensão nos cabos, sob ação das cargas e protensão, é limitado o referido incremento a 400Kgf/cm^2 ou 800Kgf/cm^2 conforme se trate de cargas com grande número de repetições ou não.

4.1.3 - Estado-Limite de Deformação

Garante, sob as condições de serviço, que não haja deformações excessivas para o bom comportamento da estrutura.

No estudo das classes I e II, as deformações são calculadas, supondo o concreto não fissurado.

A deformação linear ϵ_t e a curvatura $1/r_t$ na secção, devida às cargas permanentes e fluência é em função do tempo, aproximadamente igual a

$$\epsilon_t = \frac{N_g + N_p}{B E_b} + \sum_{j=1}^{n_g} \frac{N_{gj}}{B E_{28}} \psi_{t_j, t-t_j} + \\ + \sum_{\ell=1}^{n_p} \frac{N_{p\ell}}{B E_{28}} \psi_{t_\ell, t-t_\ell} + \frac{\Delta N_d}{2 B E_{28}} \psi_{t_m, t-t_m}$$

(4.4)

$$\frac{1}{r_t} = \frac{M_g + M_p}{E_b I} + \sum_{j=1}^{n_g} \frac{M_{gj}}{E_{28} I} \varphi_{t_j, t-t_j} + \\ + \sum_{\ell=1}^{n_p} \frac{M_{p\ell}}{E_{28} I} \varphi_{t_\ell, t-t_\ell} + \frac{\Delta M_d}{2IE_{28}} \varphi_{t_m, t-t_m} \quad (4.5)$$

Sendo $M_{p\ell}$ e M_{gj} os momentos fletores, $N_{p\ell}$ e N_{gj} os esforços normais na secção, devido à força de protensão após as perdas instantâneas e à carga permanente respectivamente.

ΔM_d e ΔN_d , o valor absoluto da variação das solicitações acima, provocadas pela perda diferida da tensão de protensão.

t_m é o tempo médio das fases de protensão.

$$M_g = \sum_{j=1}^{n_g} M_{gj}, \quad M_p = \sum_{\ell=1}^{n_p} M_{p\ell}, \quad N_g = \sum_{j=1}^{n_g} N_{gj} \quad \text{e}$$

$$e \quad N_p = \sum_{\ell=1}^{n_p} N_{p\ell}$$

B e I a área e o momento de inércia baricêntrico da secção transversal.

No caso de pontes em balanços sucessivos, a flecha pode ser determinada em função da curvatura assim achada, pelo processo indicado por Y. GUYON.¹²

O C. E. B. faz uma maior simplificação ao considerar as deformações diferidas, multiplicando as correspondentes instantâneas por certos fatores.

Os valores limites sugeridos, são os apresentados pelo Conseil International du Bâtiment. Algumas normas limitam as flechas máximas¹⁶, em elementos horizontais, a 1/500 ou 1/300 do vão, desde que se trate de cargas permanentes ou cargas totais.

As normas brasileiras que limitam flechas de peças lineares, são referentes a estruturas de aço e de madeira.

4.2 - Esforço Cortante

Muitos são os parâmetros que influem no estado de tensões, quando atua o esforço cortante, comportando-se de modo distinto conforme as diferentes condições de fissuração, constituindo um fenômeno bastante complexo, que foi abordado por vários mecanismos de resistência.

O cálculo das tensões, no centro de gravidade da secção, constitui uma verificação aproximada, válida para toda a alma desta secção, desde que se considere a mais fraca resistência que esta apresenta, ou seja, levando em conta sua espessura líquida mínima.

Salvo menção feita, pode ser considerado o esforço cortante reduzido de cálculo T_r^* , sendo dado pela expressão:

$$T_r^* = T^* - Y_p^* - \frac{M^*}{h} t_g \beta$$

Sendo T^* e M^* os valores de cálculo do esforço cortante e momento fletor solicitantes, Y_p^* o valor de cálculo da componente paralela a T^* da força de protensão, h a altura útil e β o ângulo formado pelas fibras extremas, sendo positivo quando M^* e h crescem no mesmo sentido e o esforço cortante é positivo ou quando M^* e h crescem em sentidos contrários e o esforço cortante é negativo.

Os cabos inclinados não são contados como estribos, porque a sobretensão devida às cargas é insignificante, sendo melhor sua influência ser considerada como foi anteriormente.

4.2.1 - Necessidade e avaliação da armadura transversal mínima

Deve existir uma quantidade mínima de armadura transversal que suporte o esforço de tração atuante no concreto, quando da fissuração, para que não haja uma ruptura brusca.

Para que essa quantidade seja satisfatória nos casos reais, é estabelecido um método que consiste em manter o

valor absoluto de uma tensão principal de compressão fictícia, calculada somente com os esforços das armaduras transversais, maior do que $0,25R_{bk}^t$.

Sejam A_e e A_{ep} as áreas totais dos ramos das armaduras transversais ordinária e protendida, de espaçamentos t_e e t_{ep} na direção do eixo da peça, com o qual formam os ângulos α_e e α_{ep} .

Se T_r^* for positivo, os ângulos α_e ou α_{ep} são indicados na figura (4.6) e, no caso contrário, terão os valores dos suplementos daqueles indicados pela referida figura.

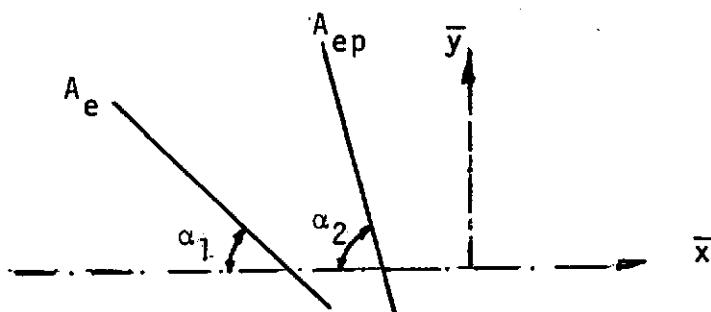


Fig. 4.6

$$\left. \begin{array}{l} \text{Se } T_r^* \geq 0 \\ \alpha_e = \alpha_1 \\ \alpha_{ep} = \alpha_2 \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_e = \pi - \alpha_1 \\ \alpha_{ep} = \pi - \alpha_2 \end{array} \right.$$

Se $T_r^* < 0$

Sejam w_e e w_{ep} as percentagens geométricas das armaduras transversais ordinária e pretendida, definidas por:

$$w_e = \frac{A_e}{b_o t_e \operatorname{sen} \alpha_e} \quad w_{ep} = \frac{A_{ep}}{b_o t_{ep} \operatorname{sen} \alpha_{ep}}$$

b_o é a espessura líquida mínima da alma.

As tensões normais nas direções das armaduras, são:

$$\sigma_{ake} = -w_e R_{ake} \quad \sigma_{aep} = -w_{ep} \sigma_{ep}$$

com R_{ake} a resistência característica do aço transversal e σ_{ep} a tensão no aço de protensão transversal, acarretando as tensões em relação ao sistema normal de referência (\bar{x}, \bar{y}) que passa pelo eixo da viga, sendo o eixo \bar{x} coincidente com este:

$$\sigma_{\bar{x}} = -\frac{1}{2} \left[w_e R_{ake} (1 + \cos 2\alpha_e) + w_{ep} \sigma_{ep} (1 + \cos 2\alpha_{ep}) \right]$$

$$\sigma_{\bar{y}} = -\frac{1}{2} \left[w_e R_{ake} (1 - \cos 2\alpha_e) + w_{ep} \sigma_{ep} (1 - \cos 2\alpha_{ep}) \right]$$

$$\tau = -\frac{1}{2} \left[w_e R_{ake} \operatorname{sen} 2\alpha_e + w_{ep} \sigma_{ep} \operatorname{sen} (2\alpha_{ep}) \right]$$

Impondo a citada condição da tensão fictícia, obtém-se:

$$w_e \geq \frac{0,25R_{bk} - w_{ep}\sigma_{ep}}{4R_{ake} \left[0,25 - \frac{w_{ep}\sigma_{ep} \operatorname{sen}^2(\alpha_e - \alpha_{ep})}{R_{bk}} \right]}$$

desde que $w_{ep} \leq 0,25 \frac{R_{bk}}{\sigma_{ep}}$

4.2.2 - Armadura transversal pretendida

Para que não haja tensões de tração na alma sob as cargas de serviço, recorre-se à protensão transversal, geralmente por meio de barras, melhorando o funcionamento da peça, principalmente sob ação de cargas alternadas repetidas.

Se for imposta essa condição na expressão da tensão principal de tração sob as cargas de serviço, chega-se a:

$$\sigma_{\bar{x}} \sigma_{\bar{y}} \geq \tau^2$$

sendo $\sigma_{\bar{x}}$ e $\sigma_{\bar{y}}$ as tensões normais segundo as direções \bar{x} e \bar{y} do item anterior, τ a tensão cizalhante, dados por:

$$\sigma_{\bar{x}} = \frac{N-X_p}{B} - \frac{1}{2} w_{ep} \sigma_{ep} (1 + \cos 2\alpha_{ep})$$

$$\sigma_y = - \frac{1}{2} w_{ep} \sigma_{ep} (1 - \cos 2\alpha_{ep})$$

$$\sigma = \left| \frac{T_r S}{b_o I} \right| - \frac{1}{2} w_{ep} \sigma_{ep} \sin 2\alpha_{ep}$$

sendo S o momento estático da parte da secção transversal, acima de seu centro de gravidade e N o esforço normal solicitante.

Substituindo esses valores na desigualdade acima, obtém-se:

$$w_{ep} > \frac{T_r^2 S^2}{b_o^2 I^2 \sigma_{ep} \left\{ \left| \frac{T_r S}{b_o I} \right| \sin 2\alpha_{ep} - \frac{N - X_p}{2B} (1 - \cos 2\alpha_{ep}) \right\}}$$

4.2.3 - Resistência aos estados múltiplos de tensões

As hipóteses de ruptura do concreto solicitado por estado múltiplo de tensões são explicadas pela envoltória de Mohr, detalhada a seguir, embora devem ser completadas por pesquisas, principalmente quando se considera o efeito da tensão principal intermediária.

Os dois tipos de ruptura são evidenciados por essa envoltória esquematizada na figura (4.7), conforme o círculo de Mohr lhe tangencie do lado das tensões normais de tração ou compressão. Ao primeiro caso corresponde a ruptura por separação, onde a nítida superfície de ruptura se dá normalmente a direção da tensão principal de tração.

No segundo caso, dá-se a ruptura por deslizamento, cuja superfície forma sempre um ângulo constante com a direção da tensão principal de compressão, apresentando o mesmo tipo de ruptura de solos coesivos.

Na mesma figura, não é levado em conta o efeito da fadiga estática nas peças comprimidas, e para compressões elevadas, a reta de Coulomb, na realidade, se encurva ficando paralela ao eixo das tensões normais.

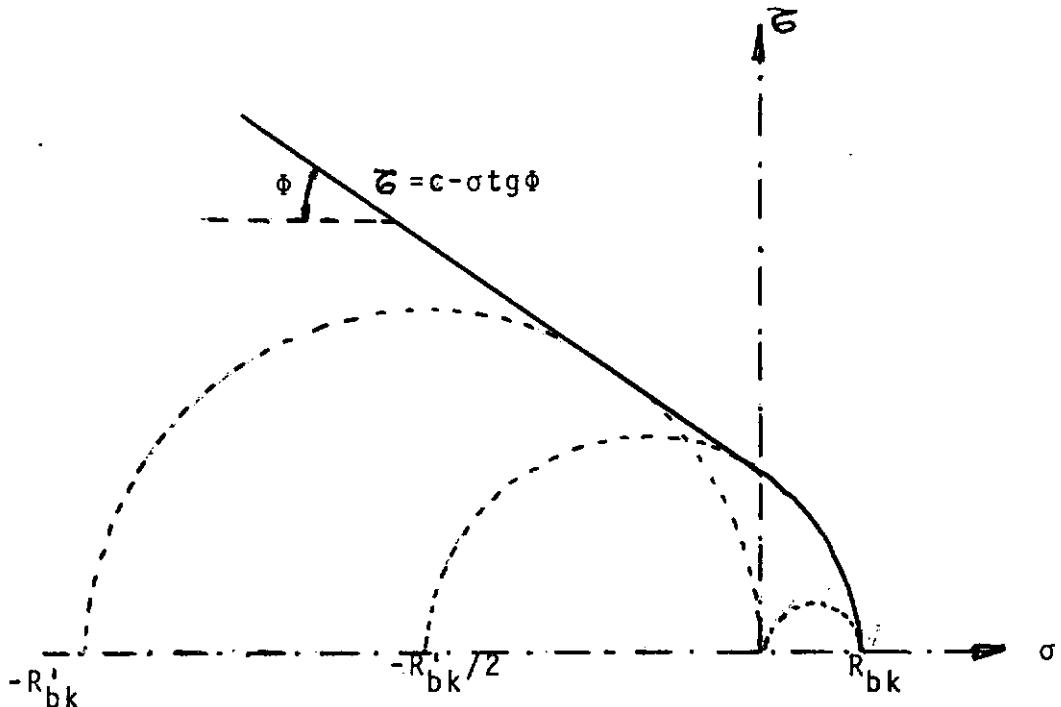


Fig. 4.7

Da teoria de Coulomb, tem-se que a coesão

$$c = R'_{bk} \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \text{ sendo } \phi \text{ o ângulo de atrito}$$

interno e que

$$\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1}{2} \frac{R'_{bk}}{R_{bk}}$$

Esta relação o C.E.B. toma igual a 4, equivalente a concretos de fraca resistência, enquanto que a NB 1 estabe

lece o valor 5.

A envoltória pode ser representada no sistema de eixos relativos às tensões principais, como indica a figura 4.8., válida para o caso de estado duplo de tensões.

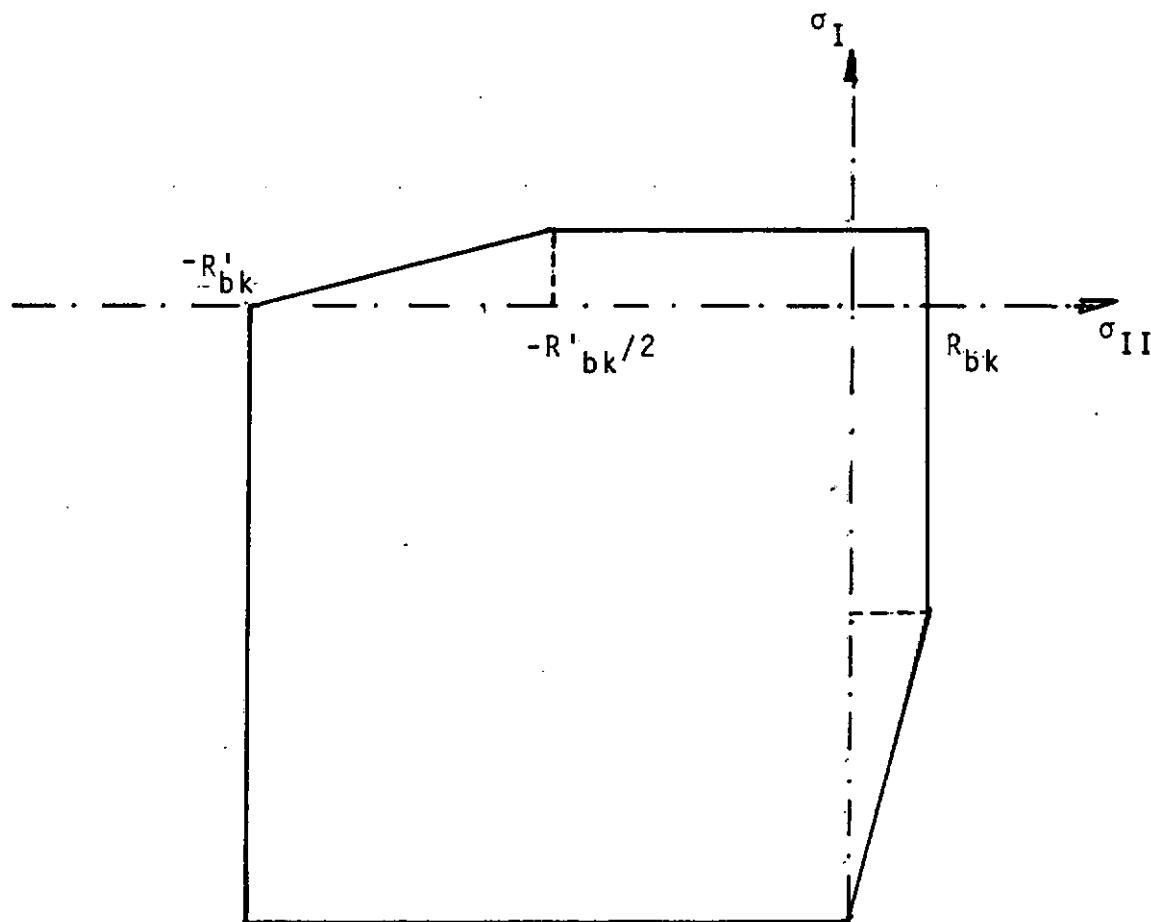


Fig. 4.8

Considerando as tensões principais extremas σ_{II} e σ_I , as hipóteses de ruptura serão as seguintes para

$$\sigma_I \leq R_{bk}:$$

$$\sigma'_{II} \leq R'_{bk} - 4\sigma_I \quad \text{para } \sigma'_{II} \geq \frac{R'_{bk}}{2} \quad (4.6)$$

$$\text{e} \quad \sigma_I \leq R_{bk} \quad \text{para } \sigma'_{II} \leq \frac{R'_{bk}}{2} \quad (4.7)$$

Para $\sigma'_{II} = \frac{R'_{bk}}{2}$ e $\sigma_I = R_{bk}$, há uma transição entre os dois tipos de ruptura.

Para verificar se as hipóteses de ruptura também satisfazem as condições de segurança, devem ser tomados os valores de cálculo das resistências e das solicitações, que são levadas em conta na avaliação das tensões principais.

Modernamente, o C.E.B. substitui o trecho representado em pontilhado na figura 4.9, pela reta em linha cheia, embora os resultados na prática se localizam entre as duas linhas, sendo esta substituição muito severa.

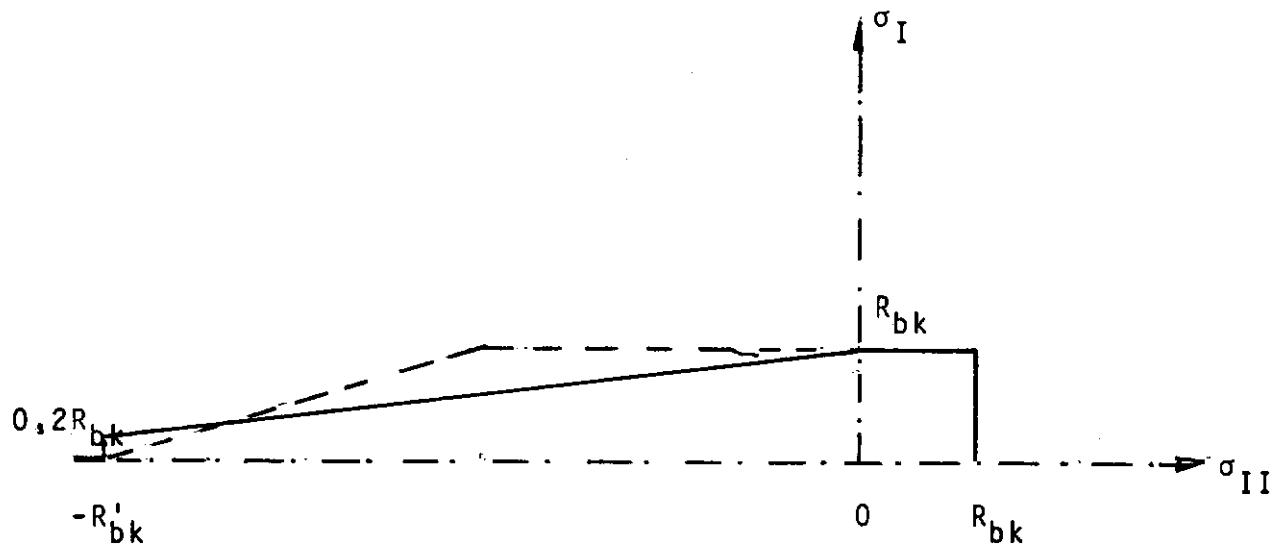


Fig. 4.9

A nova condição de ruptura será:

$$\frac{\sigma_I}{R_{bk}} < 1 - \frac{0,8\sigma'_{II}}{R'_{bk}} \quad (4.8)$$

4.2.4 - Mecanismos de resistência no estado-límite último

Conforme as condições de fissuração na ocasião da ruptura, podemos dividir a peça em várias regiões com distintos mecanismos de resistência.

A região A é caracterizada por uma desprezível possibilidade de fissuração da alma e das membruras.

A região B, onde a probabilidade de fissuração na alma é forte, e nas membruras é fraca. Estas fissuras bastante inclinadas ocorrem onde os esforços cortantes são elevados e os momentos fletores moderados, principalmente em vigas caixão ou com talão.

A região C é caracterizada pela formação de fissuras inclinadas sobre a alma, a partir daquelas devidas à flexão, onde há grandes momentos fletores.

A possibilidade de fissuração da alma é estudada pela tensão principal de tração, calculada sob hipótese de integridade do concreto, limitada a sua resistência à tração.

Por simplificação, as recomendações dispensam a região A, estendendo a região B sobre esta.

Quanto à fissuração da membrura, é obtida pela tensão na fibra extrema, calculada no estádio I e com valores de cálculo, em relação ao valor característico da resistência à tração do concreto, assim como da repartição e percentagem de armadura ordinária nessa membrura.

4.2.5 - Estado-Limite último na região AB

Aparecendo fissuras de cizalhamento, os esforços internos se distribuem conforme a rigidez de cada elemento decompósito por estas fissuras, constituindo assim um sistema com alto grau de hiperestaticidade interna.

É feito uma simplificação, admitindo o cálculo das tensões principais na fase não fissurada, com σ_x^* , σ_y^* e σ_z^* determinados pelos valores de cálculo, daqueles indicados no item 4.2.2.

A experiência mostra⁵ que mesmo após a fissuração da alma, há uma solicitação de tração transversal entre essas fissuras, desde que sejam atravessadas por armadura transversal.

Para verificação ao esmagamento do concreto, se deve levar em conta a redução da tensão principal de compressão σ_{II}^* , devido ao estado múltiplo de tensões que se apresenta.

Desde que o valor de cálculo da tensão principal de tração σ_I^* , seja inferior à resistência característica à tração do concreto, deverá ser satisfeita a condição de ruptura por compressão expressa na equação (4.6), por ser a nova teoria muito rigorosa.

No caso em que σ_I^* não satisfaz a condição acima, é feita uma concordância entre o valor limite anterior e o máximo valor na região C, da resistência da alma devido ao concreto apresentado no item seguinte.

Para o dimensionamento da armadura transversal, considera-se um intervalo de comprimento unitário na peça.

Seja ψ o valor absoluto do ângulo que a tensão principal de compressão σ_{II}^* forma com o eixo da peça.

O esforço de tração $F_{\alpha_e}^*$ nos estribos inclinados do ângulo α_e , submetidos a uma tensão $\sigma_{\alpha_e}^*$, será

$$F_{\alpha_e}^* = 1 \operatorname{sen} \alpha_e \frac{A_e}{t_e \operatorname{sen} \alpha_e} \sigma_{\alpha_e}^*$$

que deverá absorver na direção da tensão principal de tração σ_I^* , o esforço correspondente a esta, conforme mostra a figura 4.10.

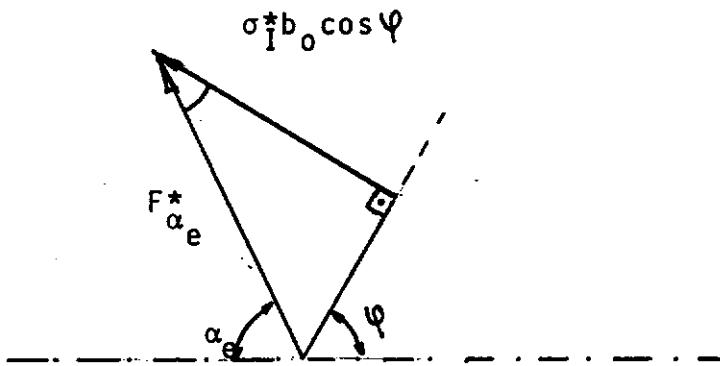


Fig. 4.10

Da igualdade citada, obtém-se a expressão de w_e necessário, porém há na realidade uma contribuição do concreto que se deduz da tensão principal de tração, acarretando:

$$w_e = \frac{(\sigma_I^* - 0,5 \sqrt{R_b^*}) \cos \varphi}{\sigma_{\alpha_e}^* \operatorname{sen} \alpha_e \operatorname{sen}(\alpha_e + \varphi)}$$

Quando $\sigma_I^* < 0,5 \sqrt{R_b^*}$, não é teoricamente necessária a armadura transversal, mas deve ser respeitado seu mínimo por razões construtivas.

No caso de estribos pretendidos, se esta condição calculada com suas características, for superior ao valor do item 4.2.2, pode-se completar essa exigência com armadura ordinária, levando em conta sua tensão e inclinação.

4.2.6 - Estado-Limite último na região C

Dependendo da forma da viga e disposição das armaduras, há um mecanismo complexo formado pelas membruras, armaduras transversais e elementos de concreto decompostos por essas fissuras.

É adotado, como modelo simplificado de ruptura, a treliça clássica de Ritter-Mörsch, com correções, a fim de que seus resultados coincidam com os de experiências.

No dimensionamento, há uma nítida interação entre o esforço cortante e momento fletor, ao se analisar os tipos de ruptura apresentados por esse modelo e os parâmetros corretivos já mencionados.

Sejam $F_{\alpha_e}^*$ e F_b^* os esforços na armadura transversal inclinada do ângulo α_e e na biela comprimida de concreto, indicados na configuração de equilíbrio abaixo, baseada nessa teoria.

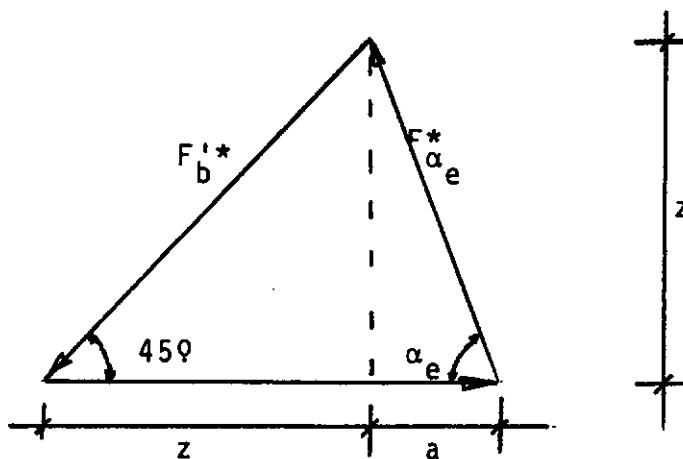


Fig. 4.11

Considerando, para dimensões da secção transversal da biela comprimida, a largura líquida da alma b_0 e a distância entre fissuras, medidas normalmente ao eixo desta biela, obtém-se:

$$F_b'^* = \frac{T_r^*}{\sin 45^\circ} \quad a = \frac{z}{\tan \alpha_e}$$

sendo z o braço de alavanca, então:

$$\sigma_b'^* = \frac{\frac{T_r^*}{\sin 45^\circ}}{b_0 z \left(1 + \frac{1}{\tan \alpha_e}\right) \sin 45^\circ} \quad (4.9)$$

onde:

$$\sigma_b'^* = \frac{2T_r^* \sin \alpha_e}{b_0 z (\sin \alpha_e + \cos \alpha_e)}$$

analogamente,

$$F_{\alpha_e}^* = \frac{T_r^*}{\operatorname{sen} \alpha_e}$$

sua correspondente tensão será:

$$\sigma_{\alpha_e}^* = \frac{\frac{T_r^*}{\operatorname{sen} \alpha_e}}{\frac{A_e}{b_o t_e} b_o z \left(1 + \frac{1}{t_g \alpha_e}\right)}$$

portanto:

$$\frac{A_e}{b_o t_e \operatorname{sen} \alpha_e} = w_{eM} = \frac{T_r^*}{\sigma_{\alpha_e}^* b_o z \operatorname{sen} \alpha_e (\operatorname{sen} \alpha_e + \operatorname{cos} \alpha_e)}$$

(4.10)

onde w_{eM} é a percentagem geométrica de armadura transversal, calculada por essa teoria.

As armaduras transversais que atravessam uma biela de concreto, com o aumento das cargas, causam uma tensão de tração lateral nessa biela, até que esta tensão atinja a resistência à tração do concreto, quando então se abre uma fissura intermediária.

Assim, a biela fica submetida a um estado múltiplo de tensões, então para que a ruptura se dê por tração, segun-

do o item 4.2.3, é preciso que:

$$\sigma_b'^* \leq \frac{1}{2} R_b'^* \quad (4.11)$$

Fazendo $\tau_0^* = T_r^*/(b_0 h)$, este valor pode ser considerado como uma medida da solicitação na alma, e por ter as dimensões de uma tensão, é chamado tensão tangencial de referência.

Com $z = h/1,15$, obtém-se das equações (4.9) e (4.10):

$$w_{eM} = \frac{1,15 \tau_0^*}{\sigma_{\alpha_e}^* \operatorname{sen} \alpha_e (\operatorname{sen} \alpha_e + \operatorname{cos} \alpha_e)}$$

e

$$\sigma_b'^* = \frac{2,30 \tau_0^* \operatorname{sen} \alpha_e}{\operatorname{sen} \alpha_e + \operatorname{cos} \alpha_e} \quad (4.12)$$

O máximo $\sigma_b'^*$ é determinado pela equação (4.11) que substituído na equação (4.12) dará:

$$\tau_0^* \leq \frac{0,22 R_b'^* (\operatorname{sen} \alpha_e + \operatorname{cos} \alpha_e)}{\operatorname{sen} \alpha_e} \quad (4.13)$$

Para armaduras transversais inclinadas, os resultados dessa expressão, não coincidem com aqueles de ensaios¹⁴, que apresentaram limites mais baixos para τ_0^* .

A realidade afirma que a membrura comprimida contribui na resistência ao esforço cortante, levando esta a ter resultante inclinada.

Várias são as expressões sugeridas por estudiosos para a parcela T_b do esforço cortante resistente pelo concreto. Ela depende principalmente da altura da membrura em questão e também de sua largura eficaz, da interação das solicitações normais e cizalhantes, e da inclinação das fissuras.

Com isso, a protensão tem grande influência sobre T_b , comprovada por resultados de experiências⁵, como mostra a figura 4.12, para melhor ilustrar a importância da taxa de protensão.

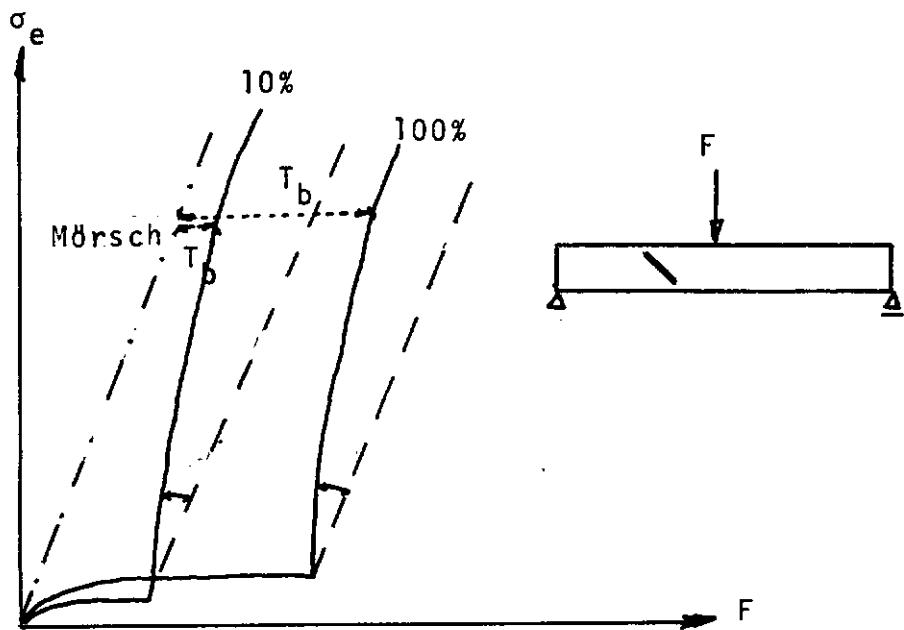


Fig. 4.12

Inicialmente, a tensão σ_e no estribo indicado, aumenta lentamente até a fissuração e depois há um acréscimo progressivo, sempre salientando a parcela T_b , que no caso de 10% da protensão final, é quase nula.

Uma conclusão importante que podemos tirar dessa figura, é que a parte resistente pelo concreto diminui, dependendo da percentagem da armadura longitudinal, à medida que a carga aumenta. Isto evidencia o princípio de segurança do C.E.B., pois não há proporcionalidade entre cargas e tensões, dando resultados bastante diferentes daqueles calculados com um único coeficiente de segurança.

Se a inclinação das bielas de concreto for inferior a 45° , há uma diminuição de tração nas armaduras transversais e um deslocamento da membrura tracionada na direção do apoio.

Efeito semelhante ocorre nas armaduras transversais, se for considerada a rigidez a flexão das bielas engastadas na membrura comprimida.

Então, conclui-se que a armadura transversal calculada pela teoria clássica, precisa de uma redução, feita através do parâmetro empírico n , que para seu uso, não se deve levar

em conta a redução de esforço cortante devido a inércia ser variável.

No caso de estribos protendidos, a complementação com armadura ordinária, indicada no item anterior, continua válida.

Uma análise do referido parâmetro, indica que a parcela T_b^* resistente pelo concreto, foi tomada igual a

$$z_0^* b_0 h(1 - \eta),$$

η dependendo do tipo e intensidade das solicitações normais.

Quando o esforço cortante reduzido for inferior a essa parcela, apenas é exigido a armadura mínima definida no item 4.2.1.

A inclinação dos cabos provoca uma redução no esforço cortante, porém diminui a inclinação da membrura comprimida e consequentemente o valor de T_b .

Os ensaios⁵ afirmam que havendo armaduras ordinárias no talão da viga, há um certo aumento da resistência ao esforço cortante.

Portanto, no caso em que o efeito da inclinação

dos cabos seja descontado no esforço cortante, deve-se usar o coeficiente η para flexão simples se

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 > 0,2b \\ \text{ou} \\ b_0 > 0,2h_t \end{array} \right. \quad \text{e se } |t_g \alpha_c| > 0,10$$

sendo b a largura da mesa de compressão, α_c o ângulo de inclinação do cabo resultante em relação ao eixo da peça e h_t a altura total desta.

Uma outra influência da inclinação dos cabos é a diminuição das tensões de compressão nas bielas de concreto. Estas tensões aumentam com a inclinação das fissuras e redução da armadura transversal, dependendo da forma da secção.

Pelo que já foi mencionado, quando da limitação da tensão tangencial de referência, o C.E.B. estabelece valores mais baixos em relação àqueles da equação (4.13), ficando uma verificação mais rigorosa que aquela correspondente da NB 1.

Devido à falta de uma melhor comprovação por experiências, ζ_0^* também é limitado a valores fixos, acima dos quais não há interesse prático, decorrente da importância da fissuração e deformação das almas fortemente solicitadas.

O uso de estribos pretendidos não intervém sobre esta tensão tangencial de referência.

4.2.7 - Estado-Limite de Fissuração

Como foi citado no item 4.2.1 a fissuração na alma é um fenômeno de difícil avaliação, principalmente por causa da retração e variação de temperatura.

A observância da armadura transversal mínima bem distribuída é uma boa precaução contra esse fenômeno, porém, para uma melhor segurança, o perigo de fissuração pode ser afastado, se o estado de tensões atuantes no centro de gravidade, sob ação das cargas de serviço, for limitado às hipóteses severas de ruptura do concreto. A ruptura do concreto na alma, causando a fissuração desta, também é dependente da segurança à fissuração nas fibras extremas, ou seja, das classes de verificações, fazendo com que a referida severidade seja graduada em função destas classes.

4.2.8 - Estudo de Superfícies solicitadas a esforços tangenciais

A parcela de concreto na resistência ao cizalhamento em planos interiores da peça, não deverá ser considerada,

e a armadura dita "de costura" que atravessa esse plano, deve ser bem ancorada e calculada pela hipótese da treliça clássica. Para não considerar a altura da treliça, toma-se um plano H , onde há cizalhamento com tensão cizalhante igual a τ^* e as forças por unidade de superfície do plano H estão representadas na figura 4.13.

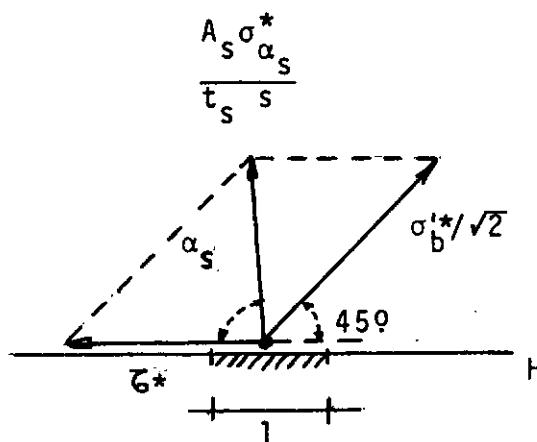


Fig. 4.13

Igualando as projeções, sabendo-se que α_s é o ângulo da armadura com o plano H , s a espessura de concreto, t_s o espaçamento das armaduras na direção de H , e $\sigma_{a_s}^*$ a tensão na armadura de área A_s que atravessa o plano H , obtém-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_b^*}{\sqrt{2}} \sin 45^\circ = \frac{A_s}{s t_s} \sigma_{a_s}^* \\ \tau^* = \frac{A_s}{s t_s} \sigma_{a_s}^* \cos \alpha_s + \frac{\sigma_b^*}{\sqrt{2}} \cos 45^\circ \end{array} \right.$$

dai a percentagem geométrica de armadura w_s , será:

$$w_s = \frac{A_s}{s t_s \operatorname{sen} \alpha_s} = \frac{\sigma^*}{\sigma_s^* \operatorname{sen} \alpha_s (\operatorname{sen} \alpha_s + \operatorname{cos} \alpha_s)}$$

sendo o valor de σ^* , limitado para cada tipo de elemento, em função de R_b^* , a fim de não haver esmagamento do concreto.

Para o caso da ligação da membrura com a alma, a verificação do concreto, consiste em manter a tensão cizalhante τ^* abaixo dos limites estabelecidos para a tensão tangencial de referência τ_0^* , no caso de esforço cortante na região C.

Para determinação das armaduras ordinárias ou protendidas, que atravessam esse plano de ligação, a variação dN_1^* do esforço axial atuante na membrura $a_1 a_2 a_3 a_4$ da figura 4.14 ao longo do segmento $d\bar{x}$ do eixo da peça, será:

$$dN_1^* = \sigma_s^* s d\bar{x}$$

mas

$$dN_1^* \approx \frac{N_1^*}{N_2^*} dN_2^*$$

sendo N_2^* o esforço axial atuante na zona comprimida da secção transversal, se esta membrura se encontra nessa zona ou o atuante na zona tracionada, no caso contrário.

então:

$$\bar{\sigma}^* = \frac{1}{s} \frac{N_1^*}{N_2^*} \frac{dN_2^*}{dx} = \frac{1}{sz} \frac{N_1^*}{N_2^*} \frac{dM^*}{dx} = \frac{1}{sz} \frac{N_1^*}{N_2^*} T^*$$

sendo M^* e T^* o momento e esforço cortante atuante na secção transversal; finalmente

$$w_s = \frac{1}{sz} \cdot \frac{N_1^*}{N_2^*} \cdot \frac{T^*}{\sigma_{a_s}^* \operatorname{sen} \alpha_s (\operatorname{sen} \alpha_s + \operatorname{cos} \alpha_s)}$$

Deverá haver um excesso dessas armaduras, devido à flexão transversal.

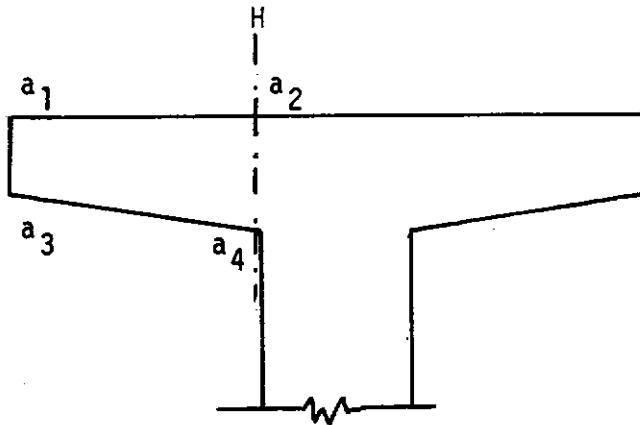


Fig. 4.14

Se a membrura for alternadamente tracionada e comprimida, a percentagem geométrica da armadura será determinada, considerando essas duas hipóteses.

4.3 - Torção

Por precaução, as recomendações de 1970 não confirmaram que a teoria explicada a seguir, válida para o concreto armado, se estende ao concreto protendido, porém mais recentes publicações^{5,6} afirmam isto, estabelecendo que, apesar da protensão longitudinal aumentara carga de fissuração, as verificações são feitas independentemente de haver ou não protensão.

É constatado por experiências⁵, que a rigidez à torção de uma secção, diminui consideravelmente após a fissuração provocando uma redistribuição de esforços internos do núcleo para as bordas, tornando a resistência à torção, apenas dependente de uma camada externa.

A fissuração torna desprezível o efeito de coação devido ao impedimento das deformações angulares.

Com isso, foi desenvolvido um modelo de ruptura, capaz de explicar a interação entre a torção, flexão e forças axiais, representado por uma treliça tubular.

O modelo geral, representado na figura 4.15, é formado por barras de armaduras longitudinais e transversais juntamente com bielas de concreto decompostas pela fissuração, inclina-

das de um ângulo constante para cada face, cujo valor depende⁶ das resistências das armaduras desta face.

Quando⁶ os estribos contornam toda a secção, esses ângulos são iguais para todas as faces e, se além disso, tiver mesmo tipo de aço e igual volume das armaduras longitudinais, é exigida uma quantidade mínima de aço, sendo o referido ângulo igual a 45°, fato em que se baseiam as considerações a seguir.

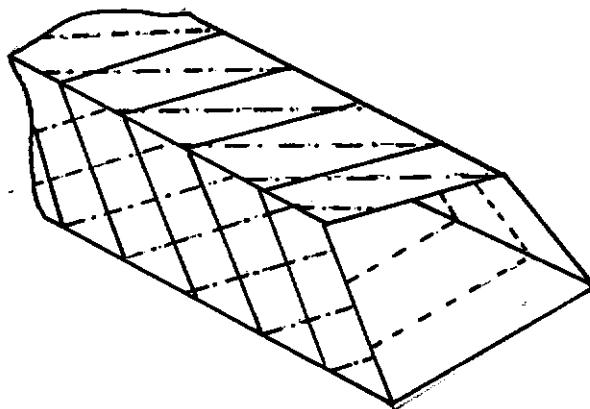


Fig. 4.15

Para que as barras longitudinais suportem as ações laterais dos estribos, é necessário, na prática, concentrar as armaduras longitudinais nas arestas, ou numa posição capaz disso, embora deva haver uma distribuição em todo o perímetro.

A tensão cizalhante τ_c^* é avaliada pela fórmula de Bredt para vigas tubulares, quer a secção seja cheia ou vazada,

considerando a "secção vazada equivalente" quando necessário.

4.3.1 - Estado-Limite Último

A resistência das bielas de concreto têm limites inferiores àqueles analisados quando do esforço cortante, porque o empenamento das paredes do modelo causa uma compressão excêntrica nessas bielas, como mostra a figura 4.16, forçando uma diminuição dos valores máximos de γ_c^* .

Esse empenamento pode ser atenuado pelo uso de transversinas ou quadros de enrijamento.

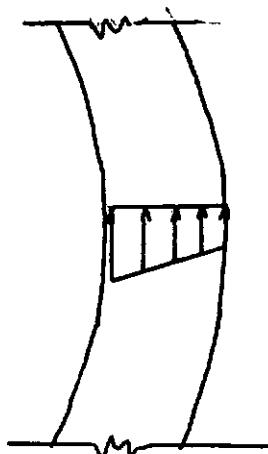


Fig. 4.16

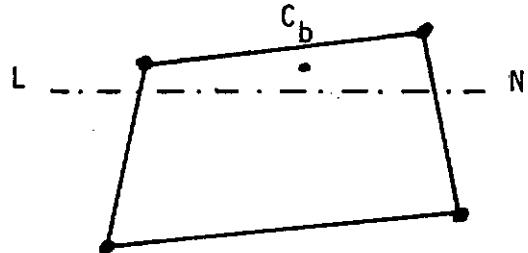


Fig. 4.17

O momento fletor último, obtido por essa teoria é superior ao real, nos casos em que o centro de pressão C_b da zona comprimida tem o braço de alavanca menor que o da treliça,

como mostra a figura 4.17. A experiência mostra⁶ que a zona comprimida diminui na presença de torção.

O C.E.B. admite linear o diagrama de interação esforço cortante-torção, desenhado na figura 4.18, embora seja rigoroso à realidade, principalmente quando se coloca armaduras suplementares na membrura tracionada em flexão.

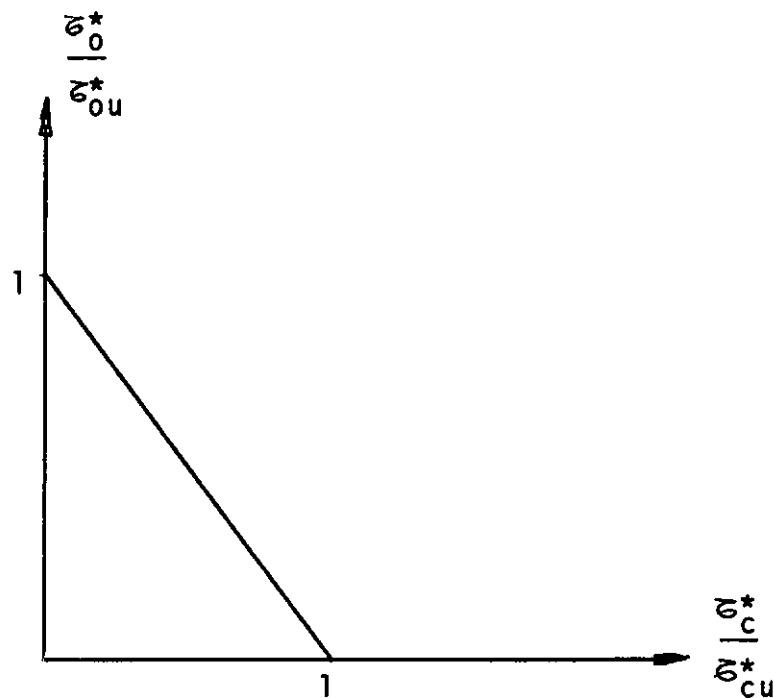


Fig. 4.18

σ_{ou}^* e σ_{cu}^* são limites superiores correspondentes às tensões σ_0^* e σ_c^* , devendo se verificar a condição

$$\frac{\sigma_0^*}{\sigma_{ou}^*} + \frac{\sigma_c^*}{\sigma_{cu}^*} \leq 1$$

Para a determinação das armaduras, é melhor separar os efeitos da torção e flexão, para aplicar posteriormente a regra das costuras às secções reta e longitudinal, não considerando a contribuição do concreto, obtendo-se desta maneira, as expressões fornecidas pelas recomendações.

A tensão de compressão longitudinal devida à flexão, permite uma redução da armadura longitudinal de torção correspondente às forças de compressão nessas armaduras, causadas pela referida flexão.

4.3.2 - Estado-Limite de Utilização

A fissuração tem grande influência sobre as deformações angulares, porém, pela falta de número suficiente de pesquisas, a precaução contra a fissuração excessiva, é feita utilizando-se armaduras de resistência características inferior a 4500Kgf/cm^2 e limitando-se o espaçamento dessa armadura, principalmente quando $\varepsilon_c^* \geq 0,6 \varepsilon_{cu}^*$.

Para não haver deformações angulares excessivas, é estabelecido maior rigor ao diagrama de interação esforço constante-torção, devendo-se verificar:

$$\frac{\varepsilon_0^*}{\varepsilon_{ou}^*} + \frac{\varepsilon_c^*}{\varepsilon_{cu}^*} \leq 0,7$$

CAPÍTULO V

PROGRAMA AUTOMÁTICO

Feito em linguagem Fortran e adaptado ao computador digital IBM/360, dimensiona secções transversais poligonais, cheias ou vazadas, com forma qualquer e simétricas em relação a um eixo, de peças lineares protendidas longitudinalmente pelo processo Freyssinet, desde que suas dimensões transversais, constantes ou variáveis ao longo de seus eixos, sejam pequenas em relação aos seus raios de curvatura e que seja válida a conservação das secções planas, em caráter aproximado.

Quanto às solicitações atuantes, são supostas constantes em relação ao tempo, podendo causar torção, flexão composta normal agindo no plano de simetria e também esforço cortante, não sendo considerado o efeito da redistribuição dos esforços nas estruturas hiperestáticas.

Os esforços hiperestáticos de protensão, que na realidade variam segundo a força de protensão, são dados ao programa, supostos constantes.

Como se vê, estas hipóteses não permitem o dimensionamento de estruturas hiperestáticas sob efeito de deformações impostas ou impedidas, ou em estruturas isostáticas, tornadas hiperestáticas, depois de aplicação de cargas, porque os esforços solicitantes variam com o tempo¹⁵..

Para o cálculo das perdas e deformações diferidas, é suposto que a forma e dimensões da secção de concreto numa idade da construção, foram mantidas desde o início das aplicações das cargas permanentes.

São consideradas a aplicação de cargas permanentes e protensão em diversas fases, assim como variações da intensidade da carga variável em função do tempo, podendo considerar as atuantes no período da construção.

São verificados os estados-limites últimos e de utilização para os tipos de solicitações já mencionados, em idades da obra, previamente estabelecidas, considerando esforços solicitantes e protensões atuantes até este instante, como também, sua correspondente forma e dimensões da secção transversal.

O aço de protensão utilizado é o trefilado, patenteado e envelhecido. As unidades de entrada de dados e saída de resultados, coincidem com as usuais de projeto ou seja:

Tensões em Kgf/cm².

Esforços em tonelada e metro.

Dimensões longitudinais em metro e transversais em centímetro.

Todas as idades da obra que constam nos dados de entrada, deverão ser inferiores a 32767 dias e superiores às idades da primeira fase de protensão e construção, o número de cabos de protensão será no máximo igual a 60 para cada fase, e o número de diferentes níveis desses cabos é limitado a 40 para a totalidade das fases de protensão.

Como a protensão é uma ação provocada na estrutura, para deixar o projetista com liberdade as suas concepções, deverão ser dados o número de cabos e fatores que dependem de suas distribuições, embora o programa forneça o momento fletor resistente máximo de mesmo sinal, para o esforço normal dado.

Se a tensão de protensão mínima em um instante qualquer, for superior a $0,6R_{prk}$, o programa faz referência e continua o processamento com esse valor.

Na geometria da secção, poderão ser considerados os furos de passagem dos cabos de protensão transversal e para a consideração da flambagem, deverão os momentos solicitantes serem acrescidos dos respectivos momentos complementares.

5.1 - Subrotinas Utilizadas

São cinco as subrotinas chamadas pelo programa principal, sendo explicadas à medida que são apresentadas.

5.1.1 - DIAGR

Determina, no diagrama tensão-deformação do aço ordinário ou de protensão, as coordenadas dos pontos correspondentes ao limite de proporcionalidade, ao de escoamento, ao que tem tensão igual a 90% da tensão desse último limite, ao que tem a deformação correspondente a 1%, e finalmente ao ponto de ruptura. Para o aço de protensão, suposto trefilado, ou para o aço ordinário encruado, as coordenadas do segundo e terceiro ponto mencionados, são facilmente obtidas pela equação 4.1. Por iteração, é obtida a tensão do penúltimo ponto, tomando-se sempre o semi-intervalo que contém a tensão procurada, utilizando-se sucessivamente a mesma equação.

5.1.1 - TENCA

Calcula a tensão na armadura ordinária ou de protensão em função da deformação sofrida pela referida armadura, estabelecendo uma variação linear entre os pontos determinados em 5.1.1.

5.1.3 - ENDUR

Acha o valor do coeficiente de fluênci a K_d , representado pelo polinômio j \acute{a} abordado no item 3.2.1, dependendo da qualidade do cimento.

5.1.4 - FLUAG

Pelos polinômios j \acute{a} indicados, determinam-se os valores dos coeficientes K_c e ε_c da fluênci a e retrac \tilde{a} o.

Para a avaliaç \tilde{a} o do K_b , dependente do consumo e fator áqua-cimento, é feito uma interpolaç \tilde{a} o linear entre o consumo superior e inferior ao dado, se este referido consumo n \tilde{a} o coincide com aqueles especificados no item 3.2.1.

5.1.5 - KTEMP

Esta subrotina calcula o valor do coeficiente K_{t-t_j} pelos polinômios do item 3.2.1., interpolando linearmente entre a espessura fictícia superior e inferior a do caso em apre \tilde{c} o, se esta for diferente daquelas referidas neste mesmo item.

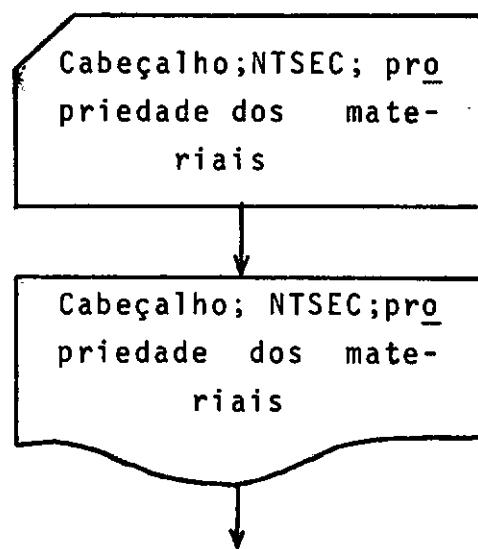
5.2 - Diagrama de Blocos Simplificado do Programa Principal

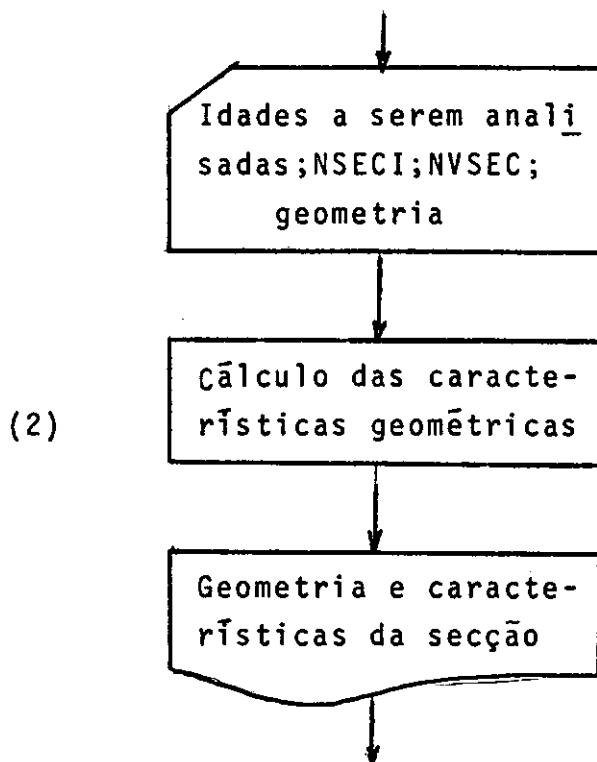
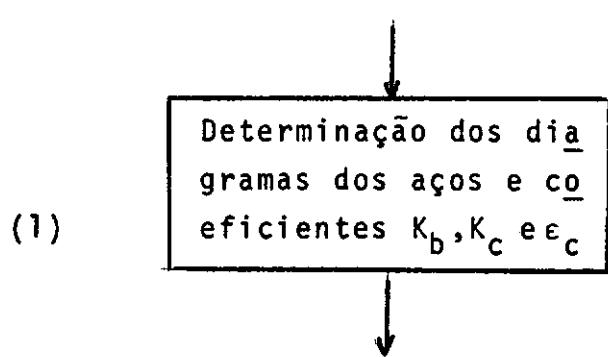
Para uma melhor compreensão e detalhe do fluxograma simplificado, serão dadas a seguir, explicações referentes à numeração indicada ao lado.

As partes referentes a leitura de cartões, serão esclarecidas no item 5.3.

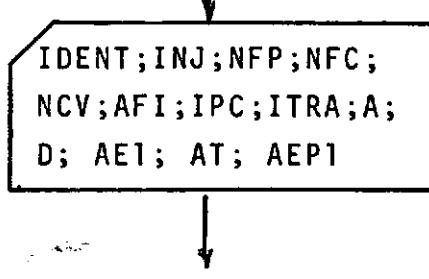
Por simplicidade, foram omitidos detalhes e artifícios das operações que poderão ser melhor apreciados na listagem do programa que, juntamente com a teoria, completam esse diagrama.

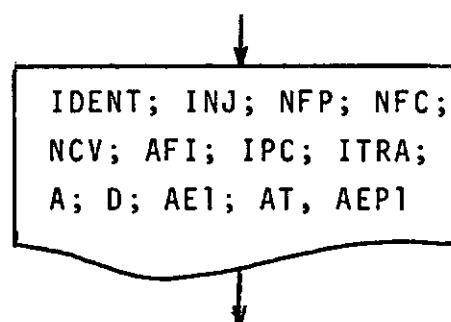
a) Generalidades-Propriedade dos materiais



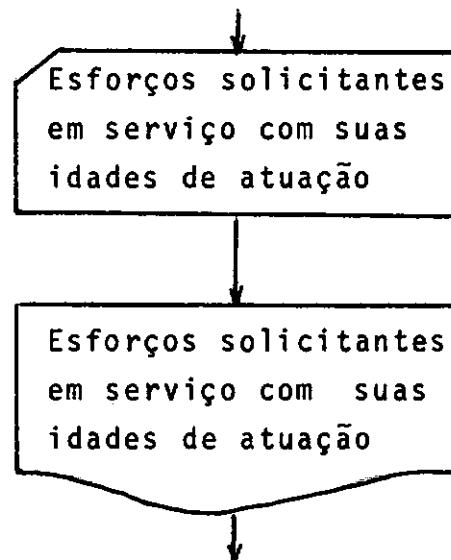


c) Dados sobre a secção.

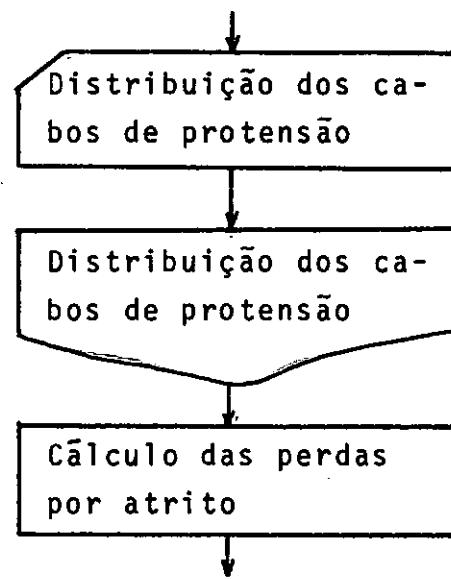




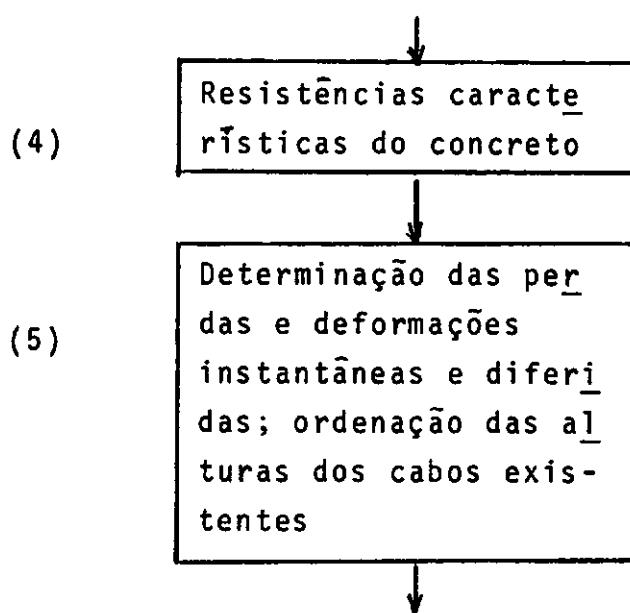
d) Esforços solicitantes



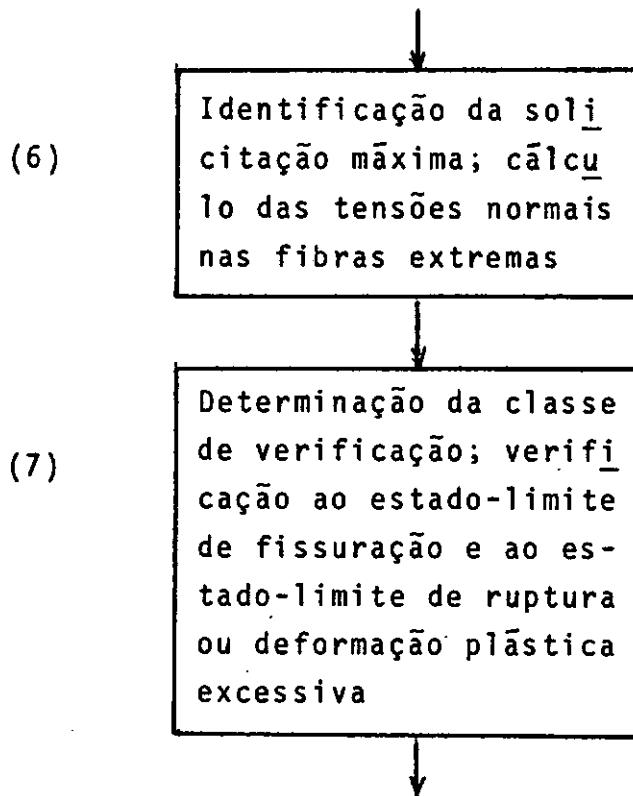
e) Dados de protensão



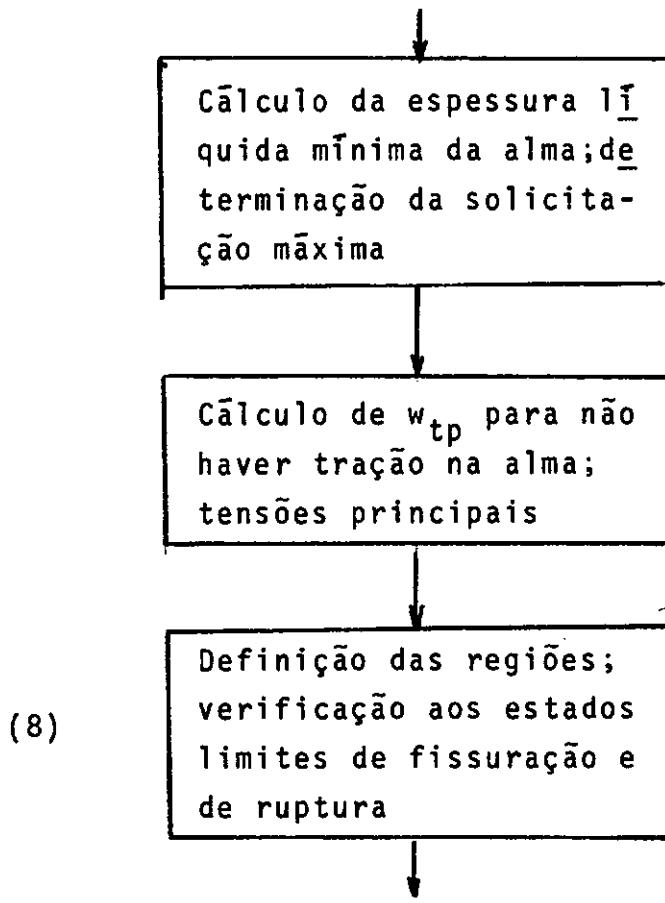
f) Fatores que dependem do tempo em estudo



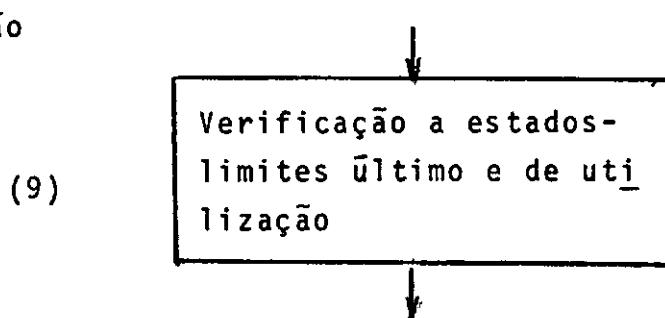
g) Solicitações normais



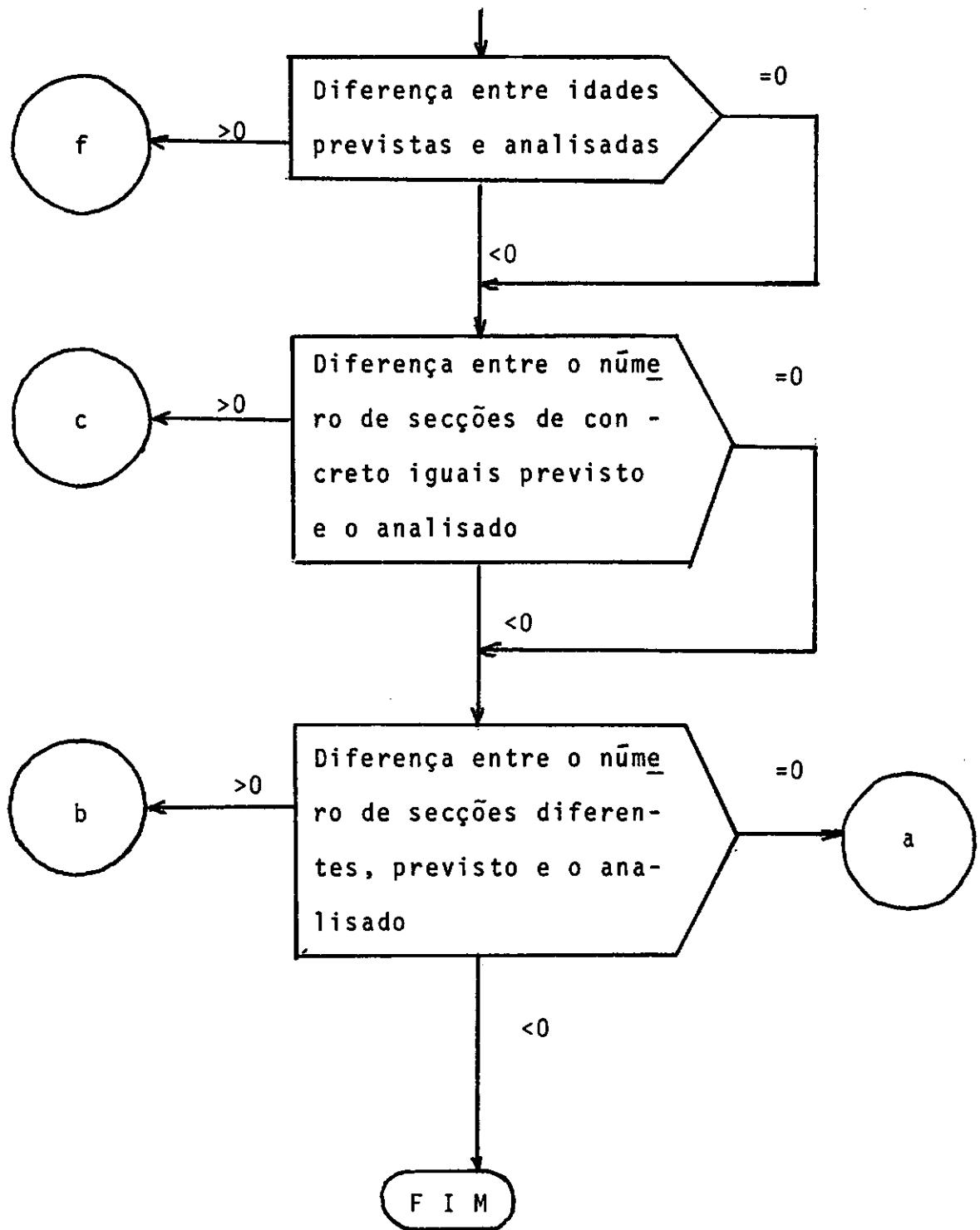
h) Esforço cortante



i) Torção



j) Iteração



Explicações referentes aos blocos enumerados:

- (1) - São chamadas as subrotinas FLUAG e DIAGR. Esta última, quando usada para definir o diagrama do aço de protensão tem o mesmo parâmetro definidor do aço encruado ordinário.
- (2) - São calculados a ordenada do centro de gravidade, momentos estático e de inércia baricêntricos, módulos de resistência e espessura fictícia para todas as formas e dimensões que a secção terá no decorrer do tempo. Posteriormente, serão assumidas aquelas características correspondentes à idade em estudo.
- (3) - As perdas por atrito são calculadas em cada cabo pela expressão já exposta, permitindo, posteriormente à análise das secções, determinar de modo aproximado seus alongamentos no canteiro da obra, quando da protensão.
- (4) - Tratando-se de analisar uma idade inferior aos 28 dias, são estabelecidas as resistências características pelas equações (2.1), (2.2) e (2.3).
- (5) - Através de um controle iterativo, até o número de fases de protensão, realizadas antes da idade em estudo, são somadas as perdas por atrito em cada cabo, juntamente com as decorrentes do deslizamento na ancoragem e do alivioamento da tensão quando da cravação.

Por controle iterativo até o número de fases de aplicação

de cargas permanentes, também realizado para as cargas aplicadas antes da mesma idade, são preparados dados necessários ao cálculo das perdas e deformações diferidas, considerando sempre a secção de concreto que corresponde a idade em estudo.

Depois de avaliada a perda pela não-simultaneidade de protensão nos diversos cabos, por iteração, com igual número daquela citada inicialmente, são completadas as informações para a aplicação das equações (3.2), (4.4) e (4.5), utilizando as subrotinas KTEMP e ENDUR, juntamente com as equações definidoras de K_e e K_{er} .

Como os dados relativos aos cabos de protensão são dados para cada fase, há uma ordenação de suas alturas e levado em conta o novo número de cabos pertencentes a cada nível.

(6) - É identificada a solicitação normal máxima que provoca maior tensão de tração nas fibras extremas, sob efeito das cargas e esforços hiperestáticos de protensão.

Em seguida, são achadas as tensões normais, nas fibras extremas, sob ações característica e de cálculo, considerando a secção de concreto reduzida ou homogeneizada conforme a existência ou não da aderência, naquela idade.

(7) - Tomando-se sempre a secção reduzida ou homogeneizada, faz-se referência se haverá ou não esmagamento do concreto por forte compressão, quando atuante as cargas permanentes e to

tal.

À medida que são verificados os outros estados-limites de fissuração, há identificação da classe, dispensando os cálculos seguintes se a classe I for satisfeita.

São calculados os elementos necessários à avaliação da armadura ordinária mínima na classe II.

Para o estado-limite de ruptura ou deformação plástica excessiva, é chamada a subrotina TENCA por várias vezes, considerando os valores oferecidos anteriormente pela subrotina DIAGR diminuídos de 30%, se na idade considerada, não tiver sido feita a injeção.

As forças de protensão dos cabos, pertencentes a zona comprimida de concreto, são consideradas externas, sendo utilizada suas componentes na direção do eixo da peça. Se o esforço normal dado se encontra entre os resistentes máximos de tração e compressão, prossegue-se o cálculo, variando as condições de deformação em todo seu domínio de ruptura, sendo calculados, para cada condição, os esforços resistentes pelos aços de protensão e ordinário, considerando suas tensões nos diferentes níveis, assim como pelo concreto, quando é efetuado um somatório para toda a secção, aplicando as equações (4.2) e (4.3).

Finalmente, são achados os esforços normais resistentes de valores imediatamente superior e inferior ao solicitante e seus correspondentes momentos fletores resistentes.

Fazendo uma interpolação linear no diagrama de interação esforço-normal-momento fletor, entre os dois pontos determinados acima, acha-se o momento resistente.

- (8) - Conforme a classe de verificação, já estabelecida, verifica-se o estado-limite de fissuração pelas severas condições de ruptura, supracitadas, determinando-se em seguida a região para definir o mecanismo de ruptura.

Esta última informação, possibilita a verificação do concreto e o dimensionamento da armadura transversal ordinária, que no caso de estribos protendidos, poderá ser completada a percentagem geométrica da armadura transversal de protensão, por armadura ordinária.

É evidenciado o cálculo da percentagem mínima de armadura transversal.

- (9) - Este dimensionamento não será efetuado, se for nula a área ou espessura da secção vazada equivalente.

A fissuração por torção é limitada em função das tensões tangenciais da torção atuante e a máxima permitida. A deformação é limitada por uma maior severidade ao diagrama de interação torção-esforço cortante calculado para a verificação à ruptura.

Finalmente, é dimensionada a armadura de torção pela aplicação das regras das costuras, obedecendo uma quantidade mínima.

5.3 - Entrada de Dados

A entrada de dados deverá obedecer o quadro "infra" que se repetirá para cada grupo de secções com materiais de diferentes propriedades, sendo as variáveis nele contidas, explicadas posteriormente.

REPETIÇÕES				VARIÁVEIS	FORMATOS
grupos de secções com materiais de mesmas propriedades	grupos de secções iguais	1	1	a TIT	20A4
				b NTSEC, RPK, RAK, RAKT, SPO, TIPOA, SPTR1, AC	I10, 4F10.2, I10, 2F10.2
				c RLBKU, CONCI, FAC, CALOR, UR, CT, CIMEM, DT	6F10.2, I10, F10.2
				d CA, WA, REX, AA, PT	5F10.3
		1	NVSEC	e NSECI, NVSEC, (TEP(G), G=1, NVSEC)	8I10
				f NTEMP, (TEMP(MI), MI=1, NTEMP)	8I10
				g NHS, NMHS, SPE, AO, BO	2I10, 3F10.0
				h (YB(J), (X(K, J), K=1, NMHS), J=1, NHS)	8F10.0
				i IDENT, INJ, NFP, NFC, NCV, AFI, IPC, ITRA	5A2, 4I10, F10.2, 2I10
				j A(1), D(1), A(2), D(2), AE1, AT, AEP1	7F10.0
NFCNCV	1	ITCV, QSI, MV, TV, CV, NV	I10, 5F10.2		
	m ITAF, MF, TF, CF, NF	I10, 4F10.2			
	n ITALF, NAPF, MHPF, THPF, CHPF, NHPF	2I10, 4F10.2			
	o Se AFI=0-(NCYPF(I), YAPF(I), DECL(I), I=1, NAPF) ou Se AFI≠0-(NCYPF(I), YAPF(I), DECL(I), DECF(I), I=1, NAPF)	2(I10, 2F10.2)			
ou 2(I10, 3F10.2)					
NFP	p (IDT(I), XC(I), DESV(I), I=1 até número de cabos)	2(I10, 2F10.2)			
TERMINO	1	q	F I M		A1

Explicações referentes ao quadro:

- a) TIT Variável para leitura de comentários até 80 caracteres, sendo o primeiro diferente de \$.
- b) NTSEC Número de grupos de secções com materiais de mesmas propriedades.
- RPK Resistência característica do aço de protensão ($R_{pk0,2}$) em Kgf/cm².
- RAK Resistência característica do aço ordinário longitudinal em Kgf/cm².
- RAKT Resistência característica do aço ordinário transversal em Kgf/cm².
- SPO Tensão de protensão teórica inicial em Kgf/cm².
- TIPOA Define o tipo do aço ordinário longitudinal.
aço encruado - TIPOA = 0
aço natural - TIPOA = 1
- SPTR Tensão permanente de protensão transversal em Kgf/cm².
- AC Área do cabo de protensão em cm².
Para o aço usual no Brasil, as propriedades do cartão (d) são assumidas automaticamente se AC=0.
- c) RLBKU Resistência característica à compressão do concreto a 28 dias, em Kgf/cm².
- CONCI Consumo de cimento em Kg/m³.
- FAC Fator água-cimento, superior a 0,3.

<u>CALOR</u>	Temperatura ambiente em graus Celsius.
<u>UR</u>	Percentagem da umidade relativa do ar no meio ambiente, superior a 40%.
<u>CT</u>	Fator dependente do controle a ser efetuado na obra e igual a razão entre as resistências do concreto característica e média.
<u>CIMEM</u>	Define o tipo do cimento. cimento normal - CIMEM = 0 cimento de alta resistência - CIMEM = 1
<u>DT</u>	Variação temperatura em graus Celsius para avaliação de deformação, supondo não haver impedimento desta. Se for dada nula, é assumida igual a 15°C.
d) <u>AC</u> = 0	Esse cartão não será lido e é assumido: AC=4.62. CA=0,23, WA=0.012, REX=6., AA=0.003 e PT=0.9.
<u>CA</u>	Coeficiente de atrito.
<u>WA</u>	Coeficiente de efeito parasita por metro de comprimento
<u>REX</u>	Percentagem da perda por relaxação total, para uma tensão inicial de $0,8R_{prk}$.
<u>AA</u>	Deslizamento da ancoragem em metros.
<u>PT</u>	Considera o aliviamento da tensão inicial quando da protensão. É a razão entre as tensões de protensão depois e antes do aliviamento.
e) <u>NSECI</u>	Número de grupos de secções iguais em forma e dimensões, como também que variem igualmente com o

tempo.

NVSEC

É o número de diferentes formas ou dimensões da secção que variarão com o tempo, sendo limitado a 6.

TEP

São as idades, em dias, a partir das quais são assumidas as diferentes formas ou dimensões da secção.

f) NTEMP

É o número de idades da obra, que se pretende analisar, limitado a 23.

TEMP

São essas idades, em dias, que se pretende analisar, dadas em ordem crescente.

g) Os parâmetros definidores da geometria da secção, são referenciados em relação a um sistema de eixos (x,y). O eixo y coincide com o eixo de simetria da secção e o eixo x tangencia a secção deixando esta, na parte positiva de y, como mostra a figura(4.3).

NHS

Número de retas paralelas ao eixo x, limitado a 15, que passam por cada vértice, sendo que, quando uma dessas retas tangencia o contorno num trecho, é substituída por duas que passam imediatamente acima e abaixo dela.

No caso particular, em que uma reta extrema tangencie o contorno num trecho, se dispensa a reta determinada pela consideração acima, que não toque o contorno.

<u>NMIHS</u>	Número máximo de intercessões dessas retas com o contorno da secção, limitado a 10.
	Quando uma reta tangencia o contorno em um vértice, não é nesse ponto, considerada uma intercessão.
<u>SPE</u>	Semi-perímetro, em centímetro, da secção de concreto em contato com a atmosfera.
<u>A0</u>	Área da secção vazada equivalente, dada em cm^2 .
<u>B0</u>	Espessura em centímetro, da secção vazada equivalente.
h) <u>YB</u>	Ordenadas, em ordem crescente, das retas paralelas a x, sendo dadas em centímetro.
<u>X</u>	As abscissas positivas, em ordem decrescentes, das citadas intercessões das retas paralelas a x com o contorno, dadas em centímetro e em número de NMIHS, completando com zeros quando tiver menor número.
i) <u>IDENT</u>	Variável que identifica a secção, podendo ocupar 10 caracteres.
<u>INJ</u>	É a idade da obra, em dias, quando é feita a injeção.
<u>NFP</u>	Número de fases de protensão, limitado a 20.
<u>NFC</u>	Número de aplicações de cargas permanentes, limitado a 20.
<u>NCV</u>	Número de intervalos de tempo nos quais atuam distintas cargas variáveis limitado a 9.

- AFI Ângulo entre as fibras extremas, no perfil longitudinal, sendo positivo quando M^* e h crescem no mesmo sentido e o esforço cortante é positivo ou quando M^* e h crescem em sentidos contrários e o esforço cortante é negativo.
- IPC Parâmetro que, quando igual a 1, leva em conta a diminuição do coeficiente de segurança das cargas permanentes para 0,9, e, quando nulo, este coeficiente é igual a 1,5.
- ITRA Idade da obra que se efetua a protensão transversal, em dias.
- j) A(1) e A(2) Áreas das armaduras ordinárias longitudinais superior e inferior, dadas em cm^2 .
- D(1) e D(2) Ordenadas dos centros de gravidade daquelas armaduras em relação ao sistema (x,y) , dadas em centímetro.
- AE1 Ângulo em graus, considerado positivo no sentido horário, entre a direção positiva do eixo \bar{y} , normal ao eixo da peça \bar{x} , e a armadura transversal ordinária, que resiste ao esforço cortante.
- AT Ângulo igual a 0° ou 45° que a armadura de torção forma com o eixo \bar{y} .
- AEPI Mesma definição de AE1, embora referida à armadura transversal pretendida.
- 1) ITCV Idade da obra, em dias, em que começa a atuação da carga variável, dada em ordem crescente.

- QSI Razão entre a parcela de carga variável que atua frequentemente e a sua totalidade.
- MV,TV,CV e NV Momento fletor, esforço cortante, momento torçor e esforço normal, provenientes da carga móvel dados em tonelada e metro.
- m) ITAF Idade da obra, em dias e na ordem crescente, quando atua a carga permanente da referida fase.
- MF,TF,CF,e NF Momento fletor, esforço cortante, momento torçor e esforço normal, provenientes da atuação da carga permanente na fase considerada e representados em tonelada e metro.
- n) ITALF Representa a idade da obra quando da fase de protensão considerada, sendo dada em dias e na ordem crescente.
- NAPF Número de diferentes alturas dos cabos de protensão na secção para cada fase, consideradas distintas para cabos de mesmo nível e inclinações diferentes, sendo no máximo igual a 15. Também poderá ser repetida a altura, se a máxima quantidade de cabos, estabelecida para cada nível, for superada.
- MHPF,THPF,CHPF e NHPF Momento fletor, esforço cortante, momento torçor e esforço normal, hiperestáticos de protensão para a fase considerada, sendo supostos constantes com o tempo e dados em tonelada e metro.

- o) NCYPF Quantidade máxima de cabos de protensão da mesma fase e inclinação, situados num mesmo nível.
- YAPF Ordenada, em centímetro, de cada nível dos cabos que obedecem as instruções "supra", em relação ao sistema (x,y) já citado.
- DECL Menor ângulo, em graus, entre o sentido positivo do eixo da peça (\bar{x}) e os cabos de protensão de mesmo nível, considerado positivo no sentido horário.
- DECF Menor ângulo, em graus e com sinal de DECL, entre o cabo e a fibra que passa no ponto de intercessão dos cabos de mesmo nível com a secção. Esta referida fibra deverá passar no ponto de intercessão das fibras extremas.
- p) IDT Variável que identifica os cabos.
- XC Distância, em metro, entre o ponto de aplicação da ancoragem ativa mais próxima, do cabo em questão, e a secção considerada.
- DESV Soma dos desvios verticais e horizontais do cabo em graus.
- q) FIM Variável que termina o programa quando igual a \$.

5.4 - Listagem do Programa

```
//PITTA JOB (8004,71170506),MSGLEVEL=(1,1),TIME=03,CLASS=G
//STEP1 EXEC FORTGCL
//SYSIN DD *
      SUBROUTINE DIAGR(EAA, TIPOA, RAC, DAE, DAP, DA9, DA10, DAR, TAE, TAP, TA9, TA
110, TAR)
      INTEGER TIPOA

C      SUBROTTINA QUE DEFINE O DIAGRAMA TENSAO DEFORMACAO DO ACO

      IF(TIPOA)585,590,585
585  DAE=RAC*1000./EAA
      DAP=DAE
      DA9=DAE*.9
      DA10=10.
      DAR=DAE
      TAR=RAC
      TAE=RAC
      TAP=RAC
      TA9=RAC*0.9
      TA10=RAC
      GO TO 635
590  F=1.
595  F=F+.1
      R=F*RAC
      DA10=R*1000./EAA+823*(F-.7)**5
      IF(DA10-10.)595,630,600
600  RA=(F-.1)*RAC
      RP=R
605  R=(RA+RP)/2.
      DA10=R*1000./EAA+823*(R/RAC-.7)**5
      IF(DA10-10.)610,630,615
610  RA=R
      GO TO 620
615  RP=R
620  IF(ABS(RA-RP)-0.001*RAC)625,625,605
625  R=(RA+RP)/2.
630  TA10=R
      TAE=RAC
      TA9=0.9*RAC
      TAP=0.7*RAC
      TAR=RAC/0.9
      DAR=TAR*1000./EAA+9.665
      DAP=TAP*1000./EAA
      DAE=TAE*1000./EAA+2.
      DA9=TA9*1000./EAA+0.263
635  RETURN
      END
/*
//LKED.SYSLMOD DD UNIT=2314,
// DISP=(,KEEP),VOL=SER=LIX001,
```

114.

```
// SPACE=(1024,(20,20,2)),  
// DSN=PITA(DIAGR)
```

```
//STEP2 EXEC FORTGCL  
//SYSIN DD *  
    SUBROUTINE TENCA(DA, TIPOA, DAE, DAP, DA9, DA10, DAR, TA, TAE, TAP, TA9, TA10  
1, TAR)
```

C ESTA SUBROTINA CALCULA A TENSÃO NA ARMADURA EM FUNÇÃO DA DEFORMAÇÃO
C 0

```
IF(DA)5,10,10  
5 K=1  
GO TO 12  
10 K=2  
12 IF(TIPOA)15,30,15  
15 IF(ABS(DA)-DAE)25,20,20  
20 TA=TAP*(-1)**K  
GO TO 60  
25 TA=TAP*DA/DAP  
GO TO 60  
30 IF(ABS(DA)-DA10)34,32,32  
32 TA=((TAR-TA10)*DA+(DAR*TA10-DA10*TAR)*(-1)**K)/(DAR-DA10)  
GO TO 60  
34 IF(ABS(DA)-DAE)40,35,35  
35 TA=((TA10-TAE)*DA+(DA10*TAE-DAE*TA10)*(-1)**K)/(DA10-DAE)  
GO TO 60  
40 IF(ABS(DA)-DA9)50,45,45  
45 TA=((TAE-TA9)*DA+(DAE*TA9-TAE*DA9)*(-1)**K)/(DAE-DA9)  
GO TO 60  
50 IF(ABS(DA)-DAP)55,52,52  
52 TA=((TA9-TAP)*DA+(DA9*TAP-TA9*DAP)*(-1)**K)/(DA9-DAP)  
GO TO 60  
55 TA=TAP*DA/DAP  
60 CONTINUE  
RETURN  
END
```

```
/*  
//LKED.SYSLMOD DD DSN=PITA(TENCA),DISP=OLD,UNIT=2314,  
// VOL=SER=LIX001
```

```
//STEP3 EXEC FORTGCL
```

```

//SYSIN DD *
  SUBROUTINE ENDUR(ITA,CIMEN,CALOR,KD)
  INTEGER CIMEN
  REAL KD
  DIMENSION COKD(6),COKDN(6),COKDA(6)

C      SUBROTIINA PARA O CALCULO DE KD

  DATA COKDN/7.473799,-11.99477,10.20846,-4.288683,0.8534191,-0.0647
*7443/
  DATA COKDA/2.662369,-1.557708,1.698619,-1.087823,0.2848158,-0.0259
*9159/
  IF(CIMEN)34,33,34
33  DO 35 I=1,6
35  COKD(I)=COKDN(I)
      GO TO 37
34  DO 36 I=1,6
36  COKD(I)=COKDA(I)
37  KD=0.
      D=ITA*(CALOR+10.)
      IF(D-10800.)50,50,45
45  D=10800.
50  D= ALOG(D)/ ALOG(10.)
      GO 17 K=1,6
17  KD=KD+D** (K-1)*COKD(K)
      RETURN
      END
/*
//LKED.SYSLMOD DD DSN=PITA(ENDUR),DISP=OLD,UNIT=2314,
// VOL=SER=LIX001

```

```

//STEP4 EXEC FORTGCL
//SYSIN DD *
  SUBROUTINE FLUAG(UR,FAC,CONCI,KC,EC,KB)
  REAL KB1(6),KB2(6),KB3(6),KB4(6),KC,KB
  DIMENSION COEKB(6,4),COEKC(5),COEEC(5)
  DIMENSION XB(4),CKB(4)

C      SUBROTIINA PARA O CALCULO DE KC,KB E EC

  DATA COEKC/4.011083,-0.03450891,0.0004497315,-0.000005072718,0.000
*00000100774/
  DATA COEEC/62.66329,-0.7096842,0.006782279,-0.00004025949,-0.00000
*01965893/
  DATA KB1/-2.314256,42.89757,-255.4052,726.1575,-946.7358,467.7019/
  DATA KB2/7.202418,-53.17173,123.7149,-15.31995,-230.5138,192.1727/

```

116.

```
DATA KB3/1.824627,-13.16287,41.68401,-48.30028,20.83684,0.0/
DATA KB4/0.4177106,-0.3032287,-3.495692,13.57639,-8.713722,0.0/
DO 1 I=1,6
COEKB(I,1)=KB1(I)
COEKB(I,2)=KB2(I)
COEKB(I,3)=KB3(I)
1 COEKB(I,4)=KB4(I)
KC=0.
EC=0.
DO 2 I=1,5
KC=KC+UR***(I-1)*COEKC(I)
2 EC=EC+UR***(I-1)*COEEC(I)*1.E-5
DO 4 J=1,4
KB=0.
CKB(J)=500.-(J-1)*100.
DO 3 I=1,6
3 KB=KB+FAC***(I-1)*COEKB(I,J)
4 XB(J)=KB
DO 7 J=1,4
IF(CONCI-CKB(J))6,11,5
5 IF(J-1)9,9,12
6 IF(J-4)7,9,9
7 CONTINUE
9 WRITE(5,1005)
1005 FORMAT(10('*'),'CONSUMO DE CIMENTO NAO SE ENCONTRA ENTRE 200 E 500
1KG/M3')
STOP
11 KB=XB(J)
GO TO 13
12 KB=(XB(J-1)-XB(J))*(CONCI-CKB(J))/(CKB(J-1)-CKB(J))+XB(J)
13 CONTINUE
RETURN
END
/*
//LKED.SYSLMOD DD DSN=PITA(FLUAG),DISP=OLD,UNIT=2314,
// VOL=SER=LIX001

//STEP5 EXEC FORTGCL
//SYSIN DD *
      SUBROUTINE KTEMP(TIME,ESPF,KT)
      REAL K1(6),K2(6),K3(6),K4(6),K5(6),JOUR,KT
      INTEGER TIME
      DIMENSION DM(5),COEF(5,6),XT(6)

C      SUBROTINA PARA O CALCULA DE KT
```

```

DATA K1/0.1018330,-0.02578262,0.3697813,-0.09544720,-0.004000515,0
1.002175993/
DATA K2/0.07043055,-0.09116988,0.1750323,0.09370417,-0.05794337,0.
1007171635/
DATA K3/0.03473047,0.2526212,-0.5993910,0.5317477,-0.1506038,0.013
173781/
DATA K4/0.02363776,0.1613846,-0.3269176,0.2115587,-0.03127390,0.0/
DATA K5/0.02387395,-0.2246312,0.5843137,-0.5169492,0.1855018,-0.02
1137622/
DATA DM/5.,10.,20.,40.,80./
IF(TIME)12,13,26
12 STOP
13 KT=0.
GO TO 10
26 IF(TIME-5000)14,25,25
25 KT=1.
GO TO 10
14 IF(TIME-5)16,16,17
16 TIME=5
17 JOUR=ALOG(FLOAT(TIME))/ALOG(10.)
IF(ESPF-5.)2,3,1
1 IF(ESPF-80.)3,3,2
3 DO 4 I=1,6
COEF(1,I)=K1(I)
COEF(2,I)=K2(I)
COEF(3,I)=K3(I)
COEF(4,I)=K4(I)
4 COEF(5,I)=K5(I)
DO 6 I=1,5
KT=0.
DO 5 J=1,6
5 KT=KT+(JOUR)**(J-1)*COEF(I,J)
IF(KT-1.)6,6,15
15 KT=1.
6 XT(I)=KT
DO 7 I=1,5
IF(ESPF-DM(I))8,9,7
7 CONTINUE
2 WRITE(5,21)
21 FORMAT(' ESPESSURA FICTICIA NAO SE ENCONTRA ENTRE 5 E 80 CM')
STOP
8 IF(I-1)2,2,11
11 KT=(XT(I-1)-XT(I))*(DM(I)-ESPF)/(DM(I)-DM(I-1))+XT(I)
GO TO 10
9 KT=XT(I)
10 CONTINUE
RETURN
END
/*
//LKED.SYSLMOD DD DSN=PITA(KTEMP),DISP=OLD,UNIT=2314,

```

```

//PITTA JOB (8004,71170506),MSGLEVEL=(1,1),TIME=15,CLASS=G
//STEP1 EXEC FORTNCE1
//SYSIN DD *
      REAL NB(54),MB(54),NA(54),MF(20),NF(20),MHPF(20),NHPF(20),MHP,NHP,
      1MG,NG,MV(10),NV(10),M(2),N(2),MA(54),NP(54),MP(54),NP1,MP1
      2,KB,KC,KE,KER,KD,MIP(2),IN(7),KT,KP,MSR,NSR,MR,NR,MRA,NRA,MU1,NU1,
      3MU2,NU2,MU3,NU3,NMU,NMI,NMA,IO,KT1,KTAL
      INTEGER TEMP(20),Z,TIPOA,CIMEM,TIME,TEP(7),G
      DIMENSION TF(20),CF(20),THPF(20),CHPF(20),TV(10),CV(10),T(2),C(2),
      1 VI(7),X(10,15), VS(7),YBCGB(15),A(2),D(2),ITAF(20),ITALF(20),NAPF
      2(20),YAPF(15,20),NCYPF(15,20),NCPF(20),XC(60,20),DESV(60,20),CDEL(
      340),DEC(15,20),DECL(15,20),YAP1(300),NCYP1(300),YAP(40),SS(2,2),S
      4I(2,2),GS(2),GP(2,2),P(2),SP(2),SS1(2,2),SI1(2,2),SS2(2,2),SI2(2,2
      5),SS3(2,2),SI3(2,2),SS4(2,2),SI4(2,2),D1(54),D2(54),QSI(10),ITCV(1
      60)
      DIMENSION ST(2),XECGB(55),S1(2),S2(2),TALO(2),TALOU(2),NCYP(40)
      1,CDEC1(300),XP(2),YP(2),IDT(60,20),DPAC(60,20),PERD(60),NHS(7)
      2,B(7),SX(7),AO(7),WS(7),WI(7),ESP(7),XE(15,7),YB(15,7),TIT(20),RT(
      36),RCAR(6),RCN(6),IDENT(5),COKER(6),COKED(6),X1(2),CGAPF(20),B0(7)
      4,CDEC(20),DPIF(20),GC(2),JW(2)
      DATA CUKER/1.485401,-0.05654986,0.001685834,-0.00003407305,0.00000
      *03931696,-0.00000001814063/
      DATA COKED/1.744205,-0.1354222,0.00890439,-0.000312484,0.000005402
      *458,-0.00000003600583/
      DATA GAMAB,GAMAA,EA,EAA,N1,N2,W/1.5,1.15,2.0E6,2.1E6,10,5,'$'/
      DATA RCN/0.009393601,0.1651247,-0.01527213,0.0008387235,-0.0000236
      15743,0.0000002593521/
      DATA RCAR/0.02739935,0.2480738,-0.03213706,0.002105818,-0.00006491
      1901,0.0000007485340/
      DATA RT/0.004326871,0.1706312,-0.01423089,0.0006570235,-0.00001549
      1847,0.0000001439838/
      DATA GS/1.0,1.5/,GP/1.,1.,1.,0.9/,GC/0./

```

C PROGRAMA PARA DIMENCIAMENTO DE PECAS LINEARES EM CONCRETO PROTEC
C *DIDO

```

1475 READ(8,1)TIT
 1 FORMAT(20A4)
  IF(TIT(1)-W)1476,1470,1476
1476 WRITE(5,2)TIT
 2 FORMAT('1',39X,38('.')/40X,'COPPE-UFRJ',12X,'TESE DE MESTRADO'/40X
 1,'DIMENCIAMENTO DE CONCRETO PROTEC'//46X,'JOSE AUGUSTO PITTA
 2MARINHO'/40X,38('.')/1X,115(''')/20X,20A4/)
  READ(8,5)NTSEC,RPK,RAK,RAKT,SPO,TIPOA,SPTR1,AC
 5 FORMAT(I10,4F10.2,I10,2F10.2)
  IF(SPO-.92*RPK)1550,1555,1555
1555 WRITE(5,1560)
1560 FORMAT(' A TENSAO INICIAL DE PROTEC NAO E PERMITIDA')
  STOP
1550 READ(8,10)RLBKU,CONCI,FAC,CALOR,UR,CT,CIMEM,DT

```

```

10 FORMAT(6F10.2,I10,F10.2)
  IF(AC)20,15,20
15 AC=4.62
  CA=0.23
  WA=.012
  REX=6.
  AA=.003
  PT=0.9
  GO TO 26
20 READ(8,25)CA,WA,REX,AA,PT
25 FORMAT(5F10.3)
26 CONTINUE
  IF(ABS(DT)-.1)1540,1540,1545
1540 DT=15.
1545 EB28=18900.*SQRT(RLBKU/CT)
  RBKU=0.59*RLBKU**(2./3.)
  RAC=RAK/GAMAA
  RACT=RAKT/GAMAA
  RPC=RPK/GAMAA
  POC=SPO*AC
  WRITE(5,27)NTSEC
27 FORMAT(' NUMERO DE GRUPOS DE SECCOES COM SEGUINTE ESPECIFICACOES=
1',I10//' RESISTENCIA CARACTERISTICA DOS MATERIAIS',10X,'UNID=KGF/(2CM)2')
  WRITE(5,9)RLBKU,CONCI,FAC
9 FORMAT(' CONCRETO A COMPRESSAO(28 DIAS)=',F4.0,5X,'CONSUMO DE CIMENTO=',
1, F4.0,'KG/(M)3',5X,'FATOR A/C=',F4.2)
  IF(CIMEM)3,17,3
17 WRITE(5,16)CT
16 FORMAT(' CIMENTO NORMAL',10X,'FATOR DO CONTROLE=',F4.2)
  GO TO 4
3 WRITE(5,14)CT
14 FORMAT(' CIMENTO DE ALTA RESISTENCIA',10X,'FATOR DO CONTROLE=',F5.12)
  4 WRITE(5,13)RPK,RAKT,RAK
13 FORMAT(' ACO DE PROTENSAO LONGITUDINAL=',F6.0//' ACO ORDINARIO TRAN-
  1SVERSAL=',F5.0/15X, 'LONGITUDINAL=',F5.0)
  IF(TIPOA)7,6,7
  6 WRITE(5,12)
12 FORMAT(' ACO ENCRUADO')
  GO TO 8
  7 WRITE(5,18)
18 FORMAT(' ACO NATURAL')
  8 WRITE(5,11)SPO,SPTR1,AC,CA,WA,REX,AA,PT,CALOR,UR,DT
11 FORMAT(' TENSAO DE PROTENSAO',5X,'UNID=KGF/(CM)2//' LONGITUDINAL(INICIAL)=',
1, F6.0//' TRANSVERSAL(PERMANENTE)=',F6.0//' AREA DO CABO LONGITUDINAL=',
2, F4.2,'(CM)2',5X,'COEF ATRITO=',F4.2,5X,'COEF DE EFEITO=',
3, F5.3,5X,'RELAXACAO=',F3.0,'// DESLIZAMENTO NA ANCORAGEM=',
4, F6.3,'(M)',20X,'FATOR DE ALIVIAMENTO DA PROTENSAO=',F4.2//'
  5, TEMPERATURA AMBIENTE=',F3.0, '10X,'UMIDADE RELATIVA DO AR=',F3.0)

```

```

6F3.0, ' ', 5X, 'VARIACAO DE TEMPERATURA=', F3.0, /)
CALL FLUAG(UR, FAC, CONCI, KC, EC, KB)
CALL DIAGR(EA, 0, RPC, DPE, DPP, DP9, DP10, DPR, TPE, TPP, TP9, TP10, TPR)
CALL DIAGR(EAA, TIPDA, RAC, DAE, DAP, DA9, DA10, DAR, TAE, TAP, TA9, TA10, TAR
1)
LLL=0
28 LLL=LLL+1

C      CALCULO DAS CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DA SECCAO

DO 1480 G=1,7
1480 TEP(G)=32767
      READ(8,65)NSECI,NVSEC,(TEP(G),G=1,NVSEC)
      READ(8,65)NTEMP,(TEMP(MI),MI=1,NTEMP)
65  FORMAT(8I10)
      DO 47 G=1,NVSEC
      READ(8,30)NHS(G),NMIHS,SPE,AD(G),BD(G)
      NH=NHS(G)
30  FORMAT(2I10,3F10.0)
      READ(8,35)(YB(J,G),(X(K,J),K=1,NMIHS),J=1,NH)
35  FORMAT(8F10.0)
      DO 40 J=1,NH
      XE(J,G)=0.
      DO 40 K=1,NMIHS
40  XE(J,G)=XE(J,G)+(-1)**(K+1)*X(K,J)
      B(G)=0.
      SO=0.
      SX(G)=0.
      IO=0.
      DO 45 J=2,NH
      BF=(XE(J,G)+XE(J-1,G))*(YB(J,G)-YB(J-1,G))
      B(G)=B(G)+BF
      U=(2.*XE(J,G)+XE(J-1,G))/(3.*XE(J,G)+XE(J-1,G)))
      SO=SO+BF*(YB(J-1,G)+(YB(J,G)-YB(J-1,G))*U)
      IO=IO+BF*(YB(J-1,G)+(YB(J,G)-YB(J-1,G))*U)**2+(XE(J,G)**2+4.*XE(J,
      1G)*XE(J-1,G)+XE(J-1,G)**2)/(18.*XE(J,G)+XE(J-1,G))*(YB(J,G)-YB(J
      2-1,G))**3
45  CONTINUE
      VI(G)=SO/B(G)
      IN(G)=IO-B(G)*VI(G)**2
      DO 55 J=1,NH
      YBCGB(J)=YB(J,G)-VI(G)
      XECGB(J)=XE(J,G)
      IF(YBCGB(J)>0,50,50,55
50  YBCGB(J)=0.
55  CONTINUE
      DO 60 J=2,NH
      IF(YB(J,G)-YB(J-1,G)-.1)>0,60,60,56
56  IF(YBCGB(J-1)-.1)>1,61,61,63
61  XECGB(J-1)=XE(J,G)+YBCGB(J)*(XE(J-1,G)-XE(J,G))/(YB(J,G)-YB(J-1,G))

```

```

1)
63 BF=(XECGB(J)+XECGB(J-1))*(YBCGB(J)-YBCGB(J-1))
  U=(2.*XECGB(J)+XECGB(J-1))/(3.*(XECGB(J)+XECGB(J-1)))
  SX(G)=SX(G)+BF*(YBCGB(J-1)+(YBCGB(J)-YBCGB(J-1))*U)
60 CONTINUE
  VS(G)=YB(NH,G)-VI(G)
  WS(G)=IN(G)/VS(G)
  WI(G)=IN(G)/VI(G)
  ESP(G)=B(G)/SPE
  WRITE(5,66)NSECI,TEP(G),(YB(J,G),J=1,NH)
66 FORMAT(1X,115('*'))// NUMERO DE SECCOES COM AS SEGUINTEIS CARACTERIS
  1TICAS GEOMETRICAS=',I10,5X'INICIO DO FUNCIONAMENTO(DIAS)=',I5//'
  2ONTORNO DA SECCAO',10X'UNID=CM'// ORDENADAS',3X,15(1X,F6.0)
  DO 4381 K=1,NMHS
4381 WRITE(5,71)(X(K,J),J=1,NH)
  71 FORMAT(' ABSCISSAS'/(13X,15F7.0))
  47 WRITE(5,67)VI(G),VS(G),VI(G),B(G),WS(G),WI(G),SX(G),IN(G),SPE
  67 FORMAT(/' CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DA SECCAO DE CONCRETO',10X'U
  1NID=CENTIMETRO'// ORDENADA DO BARICENTRO=',F10.0,10X'VS=',F10.0,10
  2X,'VI=',F10.0/' AREA=',F10.0/' MODULOS DE RESISTENCIA',10X,'SUPERI
  3OR=',F12.0,10X,'INFERIOR=',F12.0/' MOMENTO ESTATICO BARICENTRICO='
  4,F12.0/' MOMENTO DE INERCIA BARICENTRICO=',F12.0/, ' SEMI PERIMETRO=
  5',F10.0,/)
  LL=0
62 LL=LL+1
  READ(8,70)IDENT,INJ,NFP,NFC,NCV,AFI,IPC,ITRA
70 FORMAT(5A2,4I10,F10.2,2I10)
  READ(8,80)(A(I),D(I),I=1,2),AE1,AT,AEP1
80 FORMAT(7F10.0)
  WRITE(5,68)IDENT,NFC,NFP,INJ,AFI,(A(I),D(I),I=1,2)
68 FORMAT(1X,115('+'))// SECCAO NUMERO=',5A2, // FASES D
  1E CONSTRUCAO=',I5,10X,'FASES DE PROTENSAO=',I5,10X,'DIA DA ADERENC
  2IA=',I5// ANGULO ENTRE AS FIBRAS EXTREMAS=',F5.2// AREAS DAS ARMA
  3DURAS ORDINARIAS LONGITUDINAIS',10X'ALTURAS',10X'UNID=CM'/29X'SUPE
  4RIOR=',F7.2,F17.2/29X,'INFERIOR=',F7.2,F17.2
  WRITE(5,72)AEP1,AE1,AT
72 FORMAT(' INCLINACAO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS ',10X'UNID=GRAUS'/
  1 PROTENDIDA=',F4.0,10X'ORDINARIA(CORTANTE)=',F4.0,10X'ORDINARIA(TO
  2RCAO)=',F4.0/)
  IF(ABS(SPTR1)-0.1)7388,7388,7386
7386 WRITE(5,7387)ITRA
7387 FORMAT(' DIA DA PROTENSAO TRANSVERSAL=',I5)
7388 AE1=(1.-AE1/90.)*1.5708
  AEP1=(1.-AEP1/90.)*1.5708
  AT=3.1416*AT/180.
  AFI=AFI*3.1416/180.
  WRITE(5,91)
91 FORMAT(10X,' ESFORCOS SOLICITANTES EM SERVICO',10X,'UNID=TONELADA
  1E METRO'/20X,'DIA DA ATUACAO',5X,'MOM FLETOR',5X,'ESF CORTANTE',5X
  2,'MOM TORCOR',5X,'ESF NORMAL',5X,'QSI'/' )

```

```

IF(NCV)83,95,83
83 DO 85 Z=1,NCV
  READ(8,90)ITCV(Z),QSI(Z),MV(Z),TV(Z),CV(Z),NV(Z)
  WRITE(5,92)ITCV(Z),MV(Z),TV(Z),CV(Z),NV(Z),QSI(Z)
92 FORMAT(' CARGA VARIÁVEL',I19,F15.2,F17.2,2F15.2,F8.2/)
90 FORMAT(I10,5F10.2)
  MV(Z)=MV(Z)*10.***5
  CV(Z)=CV(Z)*10.***5
  NV(Z)=NV(Z)*10.***3
85 TV(Z)=TV(Z)*10.***3
  GO TO 98
95 NCV=1
  ITCV(1)=32767
98 DO 100 K=1,NFC
  READ(8,105) ITAF(K),MF(K),TF(K),CF(K),NF(K)
105 FORMAT(I10,4F10.2)
  WRITE(5,107) ITAF(K),MF(K),TF(K),CF(K),NF(K)
107 FORMAT(' CARGA PERMANENTE',I17,F15.2,F17.2,2F15.2)
  MF(K)=MF(K)*10.***5
  CF(K)=CF(K)*10.***5
  NF(K)=NF(K)*10.***3
100 TF(K)=TF(K)*10.***3
  DO 116 L=1,NFP
  READ(8,120)ITALF(L),NAPF(L),MHPF(L),THPF(L),CHPF(L),NHPF(L)
120 FORMAT(2I10,4F10.2)
  NAPFI=NAPF(L)
  IF(ABS(AFI)-0.001)122,122,124
122 READ(8,123)(NCYPF(I,L),YAPF(I,L),DECL(I,L),I=1,NAPFI)
123 FORMAT(2(I10,2F10.2))
  DO 126 I=1,NAPFI
126 DECF(I,L)=DECL(I,L)
  GO TO 129
124 READ(8,125)(NCYPF(I,L),YAPF(I,L),DECL(I,L),DECF(I,L),I=1,NAPFI)
125 FORMAT(2(I10,3F10.2))
129 NCPF(L)=0
  WRITE(5,111)L,ITALF(L),MHPF(L),THPF(L),CHPF(L),NHPF(L),(NCYPF(I,L)
  1,YAPF(I,L),DECL(I,L),DECF(I,L),I=1,NAPFI)
111 FORMAT(' FASE DE PROTENSÃO',I5,10X'DIA DA ATUAÇÃO=',I10//' HIPERES
  1TÁTICOS DE PROTENSÃO',10X'UNID=TONELADA E METRO',// 'MOM FLETOR=',F1
  20.2,5X'ESF CORTANTE=',F10.2,5X'MOM TORSOR=',F10.2,'ESF NORMAL=',F1
  30.2//' GEOMETRIA DOS CABOS DE PROTENSÃO',// ' NÚMERO',5X,'ALTURA (CM)'
  4,5X,'INCLINAÇÃO(GRAUS)',5X,'ÂNGULO C/FIBRA(GRAUS)',//(I7,F16.0,F15.2
  5,F19.0))
  DO 127 I=1,NAPFI
  DECL(I,L)=DECL(I,L)*3.1416/180.
  DECF(I,L)=DECF(I,L)*3.1416/180.
127 NCPF(L)=NCPF(L)+NCYPF(I,L)
  NCPFL=NCPF(L)
  READ(8,123)(IDT(JI,L),XC(JI,L),DESV(JI,L),JI=1,NCPFL)
  WRITE(5,112)(IDT(JI,L),XC(JI,L),DESV(JI,L),JI=1,NCPFL)

```

```

112 FORMAT(' CABO',5X'COMPRIMENTO (M)',5X'DESVIO ANGULAR(GRAUS) '/(I5,F
120.2,F19.0))
  MHPF(L)=MHPF(L)*10.**5
  CHPF(L)=CHPF(L)*10.**5
  NHPF(L)=NHPF(L)*10.**3
  THPF(L)=THPF(L)*10.**3
  DO 115 JI=1,NCPFL
  DESV(JI,L)=DESV(JI,L)*3.1416/180.
  DPAC(JI,L)=POC*(1.-EXP(-CA*(DESV(JI,L)+WA*XC(JI,L))))
115 PERD(JI)=DPAC(JI,L)*100./POC
116 WRITE(5,114)(L,IDL(JI,L),PERD(JI),JI=1,NCPFL)
114 FORMAT(' FASE',5X'CABO',5X'PERDA DE PROTENSAO(ATRITO) '/(I5,I9,F1
14.2))
  MI=0
  G=0
131 MI=MI+1
  IU=0
  SAX=0.
  DPI=0.
  AP=0.
  PO=0.
  TDEC=0.
  SDEC=0.
  CDEC=0.
  MHP=0.
  NHP=0.
  THP=0.
  CHP=0.
  IF(TEMP(MI)-ITRA)2036,2037,2037
2036 S PTR=0.
  GO TO 2038
2037 S PTR=S PTR1
2038 IF(TEMP(MI)-28)151,152,152
  151 RBK1=0.
  RLBK1=0.
  DO 153 I=1,6
  RBK1=RBK1+TEMP(MI)**(I-1)*RT(I)
  IF(CIMEM)154,155,154
  154 RLBK1=RLBK1+TEMP(MI)**(I-1)*RCAR(I)
  GO TO 153
  155 RLBK1=RLBK1+TEMP(MI)**(I-1)*RCN(I)
  153 CONTINUE
  RLBK=RLBKU*RLBK1
  RBK=RBKU*RBK1
  GO TO 2020
  152 RBK=RBKU
  RLBK=RLBKU
2020 EB=18900.*SQRT(RLBK/CT)
  RLBC=RLBK/GAMAB
  WRITE(5,160)TEMP(MI)

```

```

124.
160 FORMAT(1X,115(''// IDADE EM ESTUDO='',I10,' DIAS'//)
  IF(TEMP(MI)=TEP(G+1))191,193,193
193 G=G+1
191 NH=NHS(G)
  YBNH=YB(NH,G)
  ESPF=ESP(G)
  DO 169 L=1,NFP
  IF(TEMP(MI)=ITALF(L))170,174,174
174 TDEC=0.
  CDEC=0.
  SDEC=0.
  NAPFI=NAPF(L)
  IU=IU+1
  DO 133 I=1,NAPFI
  CDEC=L=NCYPF(I,L)*COS(DECL(I,L))+CDEC(L)
  SDEC=NCYPF(I,L)*SIN(DECL(I,L))+SDEC
133 TDEC=L=NCYPF(I,L)*SIN(DECL(I,L))/COS(DECL(I,L))+TDEC
  CDEC=L=CDEC(L)/NCPF(L)
  NCPFL=NCPF(L)
  DPAF=0.
  DPCF=0.
  DO 140 JI=1,NCPFL
  DPAF=DPAF+DPAC(JI,L)
  IF(ABS(XC(JI,L))=0.1)4937,4937,4936
4936 WT=DESV(JI,L)/XC(JI,L)
  GO TO 4938
4937 WT=0.
4938 X1(1)=-ALOG(1.-SQRT((EA*AA*(WA+WT)*CA)/SPO))/(CA*(WA+WT))
  X1(2)=-ALOG(PT)/(2.*CA*(WA+WT))
  DO 140 I=1,2
  IF(X1(I)-XC(JI,L))130,130,135
130 DPCC=0.
  GO TO 140
135 DPCC=POC*(1.-EXP(-CA*(WA+WT)*2.*(X1(I)-XC(JI,L)))*EXP(-CA*(WA+WT)
  1*XC(JI,L)))
140 DPCF=DPCF+DPCC
  SAXF=0.
  DO 150 I=1,NAPFI
150 SAXF=AC*NCYPF(I,L)*YAPF(I,L)+SAXF
  DPIF(L)=DPAF+DPCF
  APF=AC*NCPF(L)
  CGAPF(L)=SAXF/APF
  DPI=DPI+DPIF(L)
  AP=AP+APF
  MHP=MHP+MHPF(L)
  NHP=NHP+NHPF(L)
  THP=THP+THPF(L)
  CHP=CHP+CHPF(L)
  TDEC=TDEC+TDEC
  CDEC=CDEC+CDEC(L)*NCPF(L)

```

```

SDEC=SDEC+SDEC
SAX=SAX+APF*CGAPP(L)
169 PO=POC*NCPF(L)+PO
170 CGAP=SAX/AP
TDEC=TDEC*AC/AP
CDEC=CDEC*AC/AP
SDEC=SDEC*AC/AP
EM=0.
EN=0.
CG=0.
TG=0.
NG=0.
MG=0.
FF=0.
SBG=0.
DO 192 K=1,NFC
IF(TEMP(MI)-ITAF(K))195,177,177
177 SBGF = NF(K)/B(G)+MF(K)*(VI(G)-CGAP)/IN(G)
IF(ITAF(K)-ITALF(IU))2501,2501,2500
2501 SBG=SBG+SBGF
2500 TIME=TEMP(MI)-ITAF(K)
L=ITAF(K)
IF(ITAF(K)-ITALF(1))2227,2227,2228
2227 TIME=TEMP(MI)-ITALF(1)
L=ITALF(1)
2228 CALL KTEMP(TIME,ESPF,KT)
CALL ENDUR(L,CIMEM,CALOR,KD)
FF=+SBGF*KD*KT+FF
EN=EN+KD*KT*NF(K)/B(G)
EM=EM+KD*KT*MF(K)/IN(G)
MG=MG+MF(K)
NG=NG+NF(K)
TG=TG+TF(K)
192 CG=CG+CF(K)
195 M(1)=MG
N(1)=NG
T(1)=TG-M(1)*ATAN(AFI)/(0.87*YBNH)
C(1)=CG
DO 196 Z=1,NCV
JM=NCV+1-Z
IF(TEMP(MI)-ITCV(JM))196,198,198
198 M(2)=MG+MV(JM)
N(2)=NG+NV(JM)
T(2)=TG+TV(JM)-M(2)*ATAN(AFI)/(0.87*YBNH)
C(2)=CG+CV(JM)
GO TO 199
196 CONTINUE
JM=NCV+1
QSI(JM)=2.
MV(JM)=0.

```

```

NV(JM)=0.
TV(JM)=0.
CV(JM)=0.
M(2)=MG
N(2)=NG
T(2)=TG-M(2)*ATAN(AFI)/(0.87*YBNH)
C(2)=CG
199 SBP=(NHP-(PO-DPI)*CDEC)/B(G)+(MHP-(PO-DPI)*CDEC*(VI(G)-CGAP))*(VI(G)-CGAP)/IN(G)
DPEF=-N1*(SBP+SBG)*(AP-AC)/2.
SIP=(PO-DPI-DPEF)/AP
P1=(SPO-SIP)*100./SPO
WRITE(5,24)SIP,P1
24 FORMAT(' TENSAO MEDIA DE PROTENSAO APOS AS PERDAS INSTANTANEAS=',F
110.2,5X,'KGF/(CM)2',// PERDA INSTANTANEA=',F5.2,' ')

```

C DETERMINACAO DAS PERDAS DIFERIDAS DE TENSAO

```

K=0
RR=0.
RELF=0.
DR=0.
TIME=TEMP(MI)
CALL KTEMP(TIME,ESPF,KT1)
RLX=REX*8./900.*RPK*((SIP-5./9.*RPK)/(RPK/3.))**2
DO 2005 L=1,IU
SBPF=(NHPF(L)-(NCPF(L)*POC-DPIF(L)-DPEF/IU)*CDEC(L))/B(G)+(MHPF(L)
1)-(NCPF(L)*POC-DPIF(L)-DPEF/IU)*CDEC(L)*(VI(G)-CGAPF(L)))*(VI(G)-
2CGAPF(L))/IN(G)
TIME=TEMP(MI)-ITALF(L)
CALL KTEMP(TIME,ESPF,KT)
CALL ENDUR(ITALF(L),CIMEM,CALOR,KD)
RR=RR+KD*SBPF*KT
KP=1./(1.+20.*AC*NCPF(L)/B(G))
TIME=ITALF(L)
CALL KTEMP(TIME,ESPF,KTAL)
DR=DR+KP*(KT1-KTAL)
TIME=(TEMP(MI)-ITALF(L))
IF(TIME)170,156,157
156 REL=0.
GO TO 161
157 IF(TIME-144)158,158,159
158 HORA=FLOAT(TIME)*24.
REL=RLX*0.5*(HORA/1000.)**0.195591
GO TO 161
159 REL=RLX
161 CONTINUE
EN=EN+KD*KT*(NHPF(L)-(NCPF(L)*(POC)-DPIF(L)-DPEF/IU)*CDEC(L))/B(G
1)
EM=EM+KD*KT*(MHPF(L)-(NCPF(L)*(POC)-DPIF(L)-DPEF/IU)*CDEC(L)*(VI(

```

```

1G)-CGAPF(L)))/IN(G)
K=K+ITALF(L)
2005 RELF=RELF+REL
REL=RELF/IU
K=K/IU
SBP=-(PO-DPI-DPEF)*CDEC/B(G)-(PO-DPI-DPEF)*CDEC*(VI(G)-CGAP)**2/IN
1(G)
KE=0.
KER=0.
IF(ESPF-50.)9851,9851,9849
9851 ESPW=ESPF
GO TO 9892
9849 ESPW=50.
9892 DO 1585 I=1,6
KE=KE+ESPW***(I-1)*COKED(I)
1585 KER=KER+ESPW***(I-1)*COKER(I)
FI=FF*KC*KB*KE
FIL=RR*KC*KB*KE
ER=-EC*KB*KER*DR
DSD=-(EA*ER-REL+N1*(FI+FIL)-3.*REL*(N1*(FI+FIL)+EA*ER)/(SIP-N1*(FI
1L/2.+SBP)))/(1.-N1*(FIL/2.+SBP)/SIP)
DPD=AP*DSD
KP=1./(1.+20.*(A(1)+A(2)+AP)/B(G))
ER=-EC*KB*KER*KP*KT1 -----
CALL ENDUR(K,CIMEM,CALOR,KD)
TIME=TEMP(MI)-K
CALL KTEMP(TIME,ESPF,KT)
DN=(NG+NHP-(PO-DPI-DPEF)*CDEC)/(B(G)*EB)+((EN+KT*KD*DPD*CDEC/(2.*B
1(G)))*KC*KB*KE)/EB28
DM=(MG+MHP-(PO-DPI-DPEF)*CDEC*(VI(G)-CGAP))/(IN(G)*EB)+((EM+KT*KD*
1DPD*CDEC*(VI(G)-CGAP)/(2.*IN(G)))*KC*KB*KE)/EB28
ET=DT*10.**(-5)
WRITE(5,179)ER,ET,DN,DM
179 FORMAT(' DEFORMACAO LONGITUDINAL',      /* RETRACAO=',E11.4/' VA
1RIACAO DE TEMPERATURA=',E11.4/' SOLICITACOES NORMAIS PERMANENTES,F
2LUENCIA,RELAXACAO= ',E11.4// CURVATURA// SOLICITACOES NORMAIS PE
3RMANENTES,FLUENCIA,RELAXACAO=',E11.4/)
IF(TEMP(MI)-INJ)201,202,202
201 N3=-1
X2=0.7
GO TO 203
202 N3=5
X2=1.
203 CONTINUE

```

C ORDENACAO DAS ALTURAS DOS CABOS

```

JI=0
DO 197 L=1,NFP
NAPFI=NAPF(L)

```

128.

```
IF(TEMP(MI)-ITALF(L))205,200,200
200 DO 197 I=1,NAPFI
      JI=JI+1
      JJ=JI
      YAP1(JI)=YAPF(I,L)
      NCYP1(JI)=NCYPF(I,L)
197  CDEC1(JI)=COS(DECL(I,L))
205  JJ=JJ-1
      IF(JJ)225,225,210
210  K=0
      DO 220 JI=1,JJ
      IF(YAP1(JI)-YAP1(JI+1))220,220,215
215  TROK1=YAP1(JI)
      TROK2=NCYP1(JI)
      TROK3=CDEC1(JI)
      YAP1(JI)=YAP1(JI+1)
      NCYP1(JI)=NCYP1(JI+1)
      CDEC1(JI)=CDEC1(JI+1)
      YAP1(JI+1)=TROK1
      NCYP1(JI+1)=TROK2
      CDEC1(JI+1)=TROK3
      K=1
220  CONTINUE
-- IF(K)225,225,210
225  CONTINUE
      YAP(1)=YAP1(1)
      NCYP(1)=NCYP1(1)
      CDEL(1)=CDEC1(1)*NCYP(1)
      I=1
      IF(JJ)245,245,230
230  JJ=JJ+1
      DO 240 JI=2,JJ
      I=I+1
      IF(YAP1(JI)-YAP1(JI-1))237,235,237
235  I=I-1
      NCYP(I)=NCYP(I)+NCYP1(JI)
      CDEL(I)=CDEL(I)+CDEC1(JI)*NCYP1(JI)
      YAP(I)=YAP1(JI-1)
      GO TO 240
237  NCYP(I)=NCYP1(JI)
      YAP(I)=YAP1(JI)
      CDEL(I)=CDEC1(JI)*NCYP1(JI)
240  CONTINUE
245  NAP=I
      FU=0.
      DO 246 I=1,NAP
      FU=FU+AC*NCYP(I)*N3*(YAP(I)-VI(G))**2+ISIGN(1,N3)*NCYP(I)*(N3*AC)*
      1*2/12.6
246  CDEL(I)=CDEL(I)/NCYP(I)
```

```

IF(IPC)2238,2238,2239
2238 GC(2)=0.
GO TO 2240
2239 GC(2)=0.6
2240 P(2)=PO-1.3*(DPI+DPD+DPEF)
P(1)=PO-0.7*(DPI+DPD+DPEF)
DO 7867 K=1,2
SP(K)=P(K)/AP
IF(K-2)310,300,300
300 WRITE(5,305)
305 FORMAT(//'* TENSÃO DE PROTENSAO MINIMA',//)
IF(SP(K)-2./3.*RPK)335,335,325
325 WRITE(5,330)
330 FORMAT('* A TENSÃO DE PROTENSAO PERMANENTE    0.6 RPK*')
SP(K)=2./3.*RPK
P(K)=SP(K)*AP
GO TO 335
310 WRITE(5,315)
315 FORMAT(//'* TENSÃO DE PROTENSAO MAXIMA',//)
335 V=(SPO-SP(K))*100./SPO
XP(K)=P(K)*CDEC
YP(K)=P(K)*SDEC
7867 WRITE(5,345)SP(K),V
345 FORMAT('* TENSÃO DE PROTENSAO PERMANENTE=*,F10.2    /* PERDA TOTAL=*
1,F5.2/)
WRITE(5,340)
340 FORMAT('*   ESFORCOS SOLICITANTES EM SERVICO',20X,'UNID=TONELADA E M
1ETRO*')
MU1=MG/10.**5
CU1=CG/10.**5
TU1=TG/10.**3
NU1=NG/10.**3
MU2=MV(JM)/10.**5
CU2=CV(JM)/10.**5
TU2=TV(JM)/10.**3
NU2=NV(JM)/10.**3
MU3=MU1+MU2
TU3=TU1+TU2
NU3=NU1+NU2
CU3=CU1+CU2
WRITE(5,365)MU1,TU1,CU1,NU1,MU2,TU2,CU2,NU2,MU3,TU3,CU3,NU3
365 FORMAT(25X,'MOM FLETOR',5X,'ESF CORTANTE',5X,'MOM TORCOR',5X,'*
1 ESF NORMAL',// CARGAS PERMANENTES',1X,4F17.2// CARGAS VARIAVEIS',
23X,4F17.2// CARGAS TOTAIS',6X,4F17.2)

```

C VERIFICACAO DAS SOLICITACOES NORMAIS

```

WRITE(5,376)
376 FORMAT(//1X,10('*'),'VERIFICACAO DAS SOLICITACOES NORMAIS',10('*'
1)///)

```

130.

C DETERMINACAO DAS SOLICITACOES MAXIMAS E MINIMAS

```
DO 280 I=1,2
DO 265 J=1,2
SS(I,J)=(N(J)*GS(I)-NG*GC(I)+NHP)/(B(G)+AP*N3)-(M(J)*GS(I)-MG*GC(I)
1)+MHP)/(WS(G)+FU/VS(G))
SI(I,J)=(N(J)*GS(I)-NG*GC(I)+NHP)/(B(G)+AP*N3)+(M(J)*GS(I)-MG*GC(I)
1)+MHP)/(WI(G)+FU/VI(G))
IF(SS(I,J)-SI(I,J))260,255,255
255 ST(J)=SS(I,J)
GO TO 265
260 ST(J)=SI(I,J)
265 CONTINUE
IF(ST(1)-ST(2))270,270,275
270 JW(I)=2
GO TO 280
275 JW(I)=1
280 CONTINUE
JI=JW(1)
```

C CALCULO DAS TENSÕES NORMAIS NAS FIBRAS EXTREMAS

```
-- WRITE(5,377) --
377 FORMAT(/1X,5(''),'VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO',5('
1-'))/
DO 405 J=1,2
IF(J-2)9751,9752,9751
9751 WRITE(5,7836)
GO TO 9753
9752 WRITE(5,7838)
9753 IF(JI-2)290,285,290
285 K=J
GO TO 295
290 K=3-J
295 IF(K-2)7837,7835,7837
7835 WRITE(5,305)
GO TO 7839
7837 WRITE(5,315)
7839 MIP(K)=-XP(K)*(VI(G)-CGAP)
DO 370 I=1,2
SS1(I,J)=(GS(I)-GC(I))*(NG/(B(G)+AP*N3)-MG/(WS(G)+FU/VS(G)))
SI1(I,J)=(GS(I)-GC(I))*(NG/(B(G)+AP*N3)+MG/(WI(G)+FU/VI(G)))
SS2(I,J)=GP(I,K)*((NHP-XP(K))/(B(G)+AP*N3)-(MHP+MIP(K))/(WS(G)+FU/
1VS(G)))
SI2(I,J)=GP(I,K)*((NHP-XP(K))/(B(G)+AP*N3)+(MHP+MIP(K))/(WI(G)+FU/
1VI(G)))
SS3(I,J)=SS1(I,J)+SS2(I,J)
SI3(I,J)=SI1(I,J)+SI2(I,J)
SS4(I,2)=GS(I)*(NV(JM)/(B(G)+AP*N3)-MV(JM)/(WS(G)+FU/VS(G)))
```

```

SI4(I,2)=GS(I)*(NV(JM)/(B(G)+AP*N3)+MV(JM)/(WI(G)+FU/VI(G)))
SS4(I,1)=0.
SI4(I,1)=0.
SS(I,J)=SS3(I,J)+SS4(I,J)
370 SI(I,J)=SI3(I,J)+SI4(I,J)
      WRITE(5,375)SS1(I,J),SS2(I,J),SS3(I,J),SS4(I,J),SS(I,J),SI1(I,J),
      1SI2(I,J),SI3(I,J),SI4(I,J),SI(I,J)
375 FORMAT(10X,'TENSOES NORMAIS EM SERVICO NAS FIBRAS EXTREMAS',10X,'UN
      1ID=KGF/(CM)2'//10X,'CARGA PERMANENTE',7X,'PROTENSAO',5X,'C PERM+PR
      2OT',7X,'CARGA VARIABEL',8X,'ESFORCO TOTAL'// ' SUPERIOR ',3F16.2,2F2
      11.2// ' INFERIOR ',3F16.2,2F21.2//)

```

C VERIFICACAO DA FIBRA COMPRIMIDA

```

      IF(SS(I,J)+RLBC)395,380,380
380 IF(SI(I,J)+RLBC)395,385,385
385 WRITE(5,390)
390 FORMAT(' SATISFAZ A VERIFICACAO DE MICROFISSURACAO CAUSADA PELA CO
      1MPRESSAO'//)
      GO TO 405
395 WRITE(5,400)
400 FORMAT(' - NAO SATISFAZ A VERIFICACAO DE MICROFISSURACAO CAUSADA PEL-
      1A COMPRESSAO'//)
405 CONTINUE

```

C CALCULO DA AREA MINIMA DAS ARMADURAS ORDINARIAS

```

A1=.0015*B(G)
      WRITE(5,378)A1
378 FORMAT(' AREA MINIMA DAS ARMADURAS ORDINARIAS=',F10.2,5X'(CM)2'//)
      IF(SS(1,JI))407,407,420
407 IF(SI(1,JI))410,410,420
410 JJ=1
      WRITE(5,415)
415 FORMAT(' SATISFAZ A CLASSE I'//)
      GO TO 535
420 WRITE(5,425)
425 FORMAT(' NAO SATISFAZ A CLASSE I'//)
      IF(QSI(JM)-1.5)445,445,465
445 IF(SS(1,JI)-15.)446,446,465
446 IF(SI(1,JI)-15.)447,447,465
447 SFIS=N2*((N(JI)+NHP-XP(2))/(B(G)+AP*N3)+(M(JI)+MHP+MIP(2))*_
      1(VI(G)-CGAP)/(IN(G)+FU))
      IF(SFIS-400.)455,455,465
455 IF(SS3(1,JI)+QSI(JM)*SS4(1,JI))460,460,465
460 IF(SI3(1,JI)+QSI(JM)*SI4(1,JI))475,475,465
465 WRITE(5,470)
470 FORMAT(' NAO SATISFAZ A CLASSE II'//)
      JJ=3
      GO TO 535

```

```

475 WRITE(5,480)
480 FORMAT(' SATISFAZ A CLASSE II')
        JJ=2
        IF(SI(1,JI)-SS(1,JI))490,485,490
485 BT=B(G)
        GO TO 508
490 Y=YBNH*SI(1,JI)/(SI(1,JI)-SS(1,JI))
        BT=0.
        IF(Y)485,485,492
492 V=VI(G)
        DO 495 L=2,NH
        IF(YB(L,G)-YB(L-1,G)-.1)495,491,491
491 IF(YB(L,G)-Y)493,497,497
493 BT=BT+(XE(L,G)+XE(L-1,G))*(YB(L,G)-YB(L-1,G))
        GO TO 495
497 XECGB(L)=XE(L,G)-(YB(L,G)-Y)*(XE(L,G)-XE(L-1,G))/(YB(L,G)-YB(L-1,G)
1)
        BT=BT+(XECGB(L)+XE(L-1,G))*(Y-YB(L-1,G))
        GO TO 500
495 CONTINUE
500 IF(SI(1,JI)-SS(1,JI))505,510,510
505 BT=B(G)-BT
508 V=VS(G)
510 A1=20.*SX(G)/(RAC*V)
        A2=.005*BT
        IF(A1-A2)515,515,520
515 A3=A2
        GO TO 525
520 A3=A1
525 WRITE(5,530)A3
530 FORMAT(' ARMADURA ORDINARIA MINIMA NA ZONA TRACIONADA=',F10.2,5X'(1
1CM)2')
535 CONTINUE

```

C CALCULO A FLEXAO NO ESTADO LIMITE DE RUPTURA OU DEFORMACAO PLASTIC
C A EXCESSIVA

```

        DO 538 L=1,NFP
        IF(TEMP(MI)-ITALF(L))538,945,538
538 CONTINUE
        WRITE(5,537)
537 FORMAT(1X,5(''),'VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE ULTIMO DE RUPTURA
100 DEFORMACAO PLASTICA EXCESSIVA',5(''))
        DO 945 J=1,2
        IF(J-2)9841,9842,9841
9841 WRITE(5,7836)
7836 FORMAT(//'* **CARGA PERMANENTE',//)
        GO TO 9843
9842 WRITE(5,7838)
7838 FORMAT(//'* **CARGA TOTAL',//)

```

```

9843 IF(JW(2)-2)2241,2242,2241
2242 I=J
      GO TO 2243
2241 I=3-J
2243 IF(I-2)2244,2245,2245
2245 WRITE(5,305)
      GO TO 2246
2244 WRITE(5,315)
2246 NSR=GS(2)*N(J)+GP(2,I)*NHP-GC(2)*NG
      MSR=GS(2)*M(J)+GP(2,I)*MHP-GC(2)*MG
      SBU=-0.85*RLBC
      DPO=SP(I)*1000.*GP(2,I)/EA
      DP=-2+DPO/GP(2,I)
      DA=-2.
      TPE1=X2*TPE
      TPP1=X2*TPP
      TP91=X2*TP9
      TP101=X2*TP10
      TPR1=X2*TPR
      CALL TENCA(DA, TIPOA, DAE, DAP, DA9, DA10, DAR, TA, TAE, TAP, TA9, TA10, TAR)
      CALL TENCA(DP, 0, DPE, DPP, DP9, DP10, DPR, TP, TPE1, TPP1, TP91, TP101, TPR1)
      SPC=TP
      SAC=TA
      NMI=SBU*B(G)+SAC*(A(1)+A(2))+SPC*AP*CDEC
      IF(NSR-NMI)640,650,650
640 NMU=NMI/10.*#3
      WRITE(5,645)NMU
645 FORMAT(' ESFORCO RESISTENTE DE COMPRESSAO MAXIMO NO ESTADO-LIMITE
1ULTIMO=',F10.2,5X,'T')
      GO TO 935
650 DP=DPO+10.
      DA=10.
      CALL TENCA(DA, TIPOA, DAE, DAP, DA9, DA10, DAR, TA, TAE, TAP, TA9, TA10, TAR)
      CALL TENCA(DP, 0, DPE, DPP, DP9, DP10, DPR, TP, TPE1, TPP1, TP91, TP101, TPR1)
      SPT=TP
      SAT=TA
      NMA=SAT*(A(1)+A(2))+SPT*AP
      IF(NSR-NMA)665,665,655
655 NMU=NMA/10.*#3
      WRITE(5,660)NMU
660 FORMAT(' ESFORCO RESISTENTE DE TRACAO MAXIMO NO ESTADO-LIMITE ULTI
1MO',F10.2,5X,'T')
      GO TO 935
665 IF(ABS(NSR)-0.1)670,670,675
670 NSR=-0.1
675 IF(NSR)685,685,680
680 F=(SPT*AP*CGAP+SAT*A(2)*D(2)+SAT*A(1)*D(1))/NMA
      GO TO 690
685 F=(SBU*B(G)*VI(G)+SPC*AP*CDEC*CGAP      +SAC*(A(1)*D(1)+A(2)*D(2))
1)/NMI

```

```

690 IF((VI(G)-MSR/NSR-F)*SIGN(1.,NSR))1692,692,800
692 IM=2
  IF(D(2))695,695,691
691 IF(YAP(1)-D(2))695,695,700
695 YAI=YAP(1)
  GO TO 705
700 YAI=D(2)
  GO TO 705
800 IM=1
  IF(D(1))815,815,812
812 IF(YAP(NAP)-D(1))810,810,815
810 YAI=YBNH-D(1)
  GO TO 705
815 YAI=YBNH-YAP(NAP)
705 D2(1)=10.
  D1(1)=10.
  K=0
701 K=K+1
  KK=K+1
  IF(D1(K)+3.)1590,702,702
702 D1(KK)=D1(K)-0.5
  D2(KK)=D1(KK)+YBNH*(10.-D1(KK))/(YBNH-YAI)
  GO TO 701
1590 D1(KK)=-3.5
  D2(KK)=10.
  GO TO 1580
703 IF(D2(K)-0.5)1706,704,704
704 D1(KK)=-3.5
  D2(KK)=D2(K)-0.5
1580 K=K+1
  KK=K+1
  GO TO 703
706 IF(D1(K)+2.5)1707,707,708
707 D1(KK)=D1(K)+0.5
  D2(KK)=-(D1(KK)+3.5)/0.75
  K=K+1
  KK=K+1
  GO TO 706
708 KK=KK-1
  KM=KK-1
  DO 795 K=2,KM
  NB(K)=0.
  MB(K)=0.
  NA(K)=0.
  MA(K)=0.
  NP(K)=0.
  MP(K)=0.
  IF(IM-1)709,709,710
709 E=D1(K)
  GO TO 715

```

```
710 E=D2(K)
715 A1=YBNH/(D1(K)-D2(K))*(-1.)*IM
    A2=VI(G)+A1*E
    A3=SBU*A1
    DO 765 L=2,NH
        IF(YB(L,G)-YB(L-1,G)-0.001)765,765,716
716 A4=A1*(XE(L,G)-XE(L-1,G))/(YB(L,G)-YB(L-1,G))
    A5=XE(L-1,G)-(YB(L-1,G)+A1*E)*A4/A1
    DS=E+YB(L,G)/A1
    DI=E+YB(L-1,G)/A1
    IF(IM-1)827,827,717
717 IF(DI)740,720,720
720 IF(DS)725,765,765
725 IF(DS+2.)735,730,730
730 C1=0.
    C2=DS
    C3=0.
    C4=0.
    GO TO 762
735 C1=0.
    C2=-2.
    C3=-2.
    C4=DS
    GO TO 762
740 IF(DI+2.)870,745,745
745 IF(DS+2.)755,750,750
750 C1=DI
    C2=DS
    C3=0.
    C4=0.
    GO TO 762
755 C1=DI
    C2=-2.
    C3=-2.
    C4=DS
    GO TO 762
827 IF(DS)850,830,830
830 IF(DI)835,765,765
835 IF(DI+2.)845,840,840
840 C1=DI
    C2=0.
    C3=0.
    C4=0.
    GO TO 762
845 C1=-2.
    C2=0.
    C3=DI
    C4=-2.
    GO TO 762
850 IF(DS+2.)870,855,855
```

```

855 IF(DI+2.)865,860,860
860 C1=DI
  C2=DS
  C3=0.
  C4=0.
  GO TO 762
865 C1=-2.
  C2=DS
  C3=DI
  C4=-2.
  GO TO 762
870 C1=0.
  C2=0.
  C3=DI
  C4=DS
762 NB(K)=NB(K)-A3*(A5*(C2**2-C1**2)+(4.*A4+A5)*(C2**3-C1**3)/6.+A4*(C
  12**4-C1**4)/8.-2*A5*(C4-C3)-A4*(C4**2-C3**2))
  MB(K)=MB(K)+A3*(-A2*A5*(C2**2-C1**2)+(4.*A1*A5-4.*A2*A4-A2*A5)*(C2
  1**3-C1**3)/6.+ (4.*A4*A1+A5*A1-A2*A4)*(C2**4-C1**4)/8.+A1*A4*(C2**5
  2-C1**5)/10.+2.*A2*A5*(C4-C3)+(A4*A2-A5*A1)*(C4**2-C3**2)-2.*A1*A4*
  3*(C4**3-C3**3)/3.)
765 CONTINUE
  DO 770 JK=1,2
  DA=E+D(JK)/A1
  CALL TENCA(DA, TIPOA, DAE, DAP, DA9, DA10, DAR, TA, TAE, TAP, TA9, TA10, TAR)
  NA(K)=NA(K)+TA*A(JK)
770 MA(K)=MA(K)+TA*A(JK)*(VI(G)-D(JK))
  DO 795 L=1,NAP
  IF(E+YAP(L)/A1)771,772,772
771 DP=E+DPO/GP(2,I)+YAP(L)/A1
  GO TO 773
772 DP=E+DPO+YAP(L)/A1
773 CALL TENCA(DP, 0, DPE, DPP, DP9, DP10, DPR, TP, TPE1, TPP1, TP91, TP101, TPR1)
  IF(DP-DPO)785,780,780
780 NP1=TP*AC*NCYP(L)
  MP1=TP*AC*NCYP(L)*(VI(G)-YAP(L))
  GO TO 790
785 NP1=+TP*AC*NCYP(L)*CDEL(L)
  MP1=TP*AC*NCYP(L)*CDEL(L)*(VI(G)-YAP(L))
790 NP(K)=NP(K)+NP1
795 MP(K)=MP(K)+MP1
  NB(1)=0.
  MB(1)=0.
  NA(1)=SAT*(A(1)+A(2))
  MA(1)=SAT*(A(1)*(VI(G)-D(1))+A(2)*(VI(G)-D(2)))
  NP(1)=SPT*AP
  MP(1)=SPT*AP*(VI(G)-CGAP)
  K=KK
  NB(K)=SBU*B(G)
  MB(K)=0.

```

```

NA(K)=SAC*(A(1)+A(2))
MA(K)=SAC*(A(1)*(VI(G)-D(1))+A(2)*(VI(G)-D(2)))
NP(K)=+SPC*AP*CDEC
MP(K)=+SPC*AP*CDEC*(VI(G)-CGAP)
DO 910 JK=1,K
L=K+1-JK
NR=NB(L)+NA(L)+NP(L)
IF(NSR-NR)915,915,910
910 CONTINUE
915 MR=MB(L)+MA(L)+MP(L)
NRA=NB(L+1)+NA(L+1)+NP(L+1)
MRA=MB(L+1)+MA(L+1)+MP(L+1)
MR=MR+(NSR-NR)*(MRA-MR)/(NRA-NR)
NMU=MR/10.**5
WRITE(5,920)NMU
920 FORMAT(' MOMENTO FLETOR RESISTENTE NO ESTADO-LIMITE ULTIMO PARA O
1ESFORCO NORMAL DADO=',F10.2,5X,'M.T')
IF((-1)**IM)*(MR-MSR)935,925,925
925 WRITE(5,930)
930 FORMAT(' SATISFAZEM AO ESTADO-LIMITE ULTIMO')
GO TO 945
935 WRITE(5,940)
940 FORMAT(' NAO SATISFAZEM AO ESTADO-LIMITE ULTIMO')
945 CONTINUE

```

C DIMENSIONAMENTO AO ESFORCO CORTANTE

```

WRITE(5,950)
950 FORMAT(1X,10('+'),'DIMENSIONAMENTO AO ESFORCO CORTANTE',10('+')//)
DO 1505 I=1,NAP
DO 1500 L=2,NH
IF(YB(L,G)-YB(L-1,G)-.1)1500,1490,1490
1490 IF(YB(L,G)-YAP(I))1500,1495,1495
1495 XECGB(I)=XE(L,G)+(YB(L,G)-YAP(I))*(XE(L-1,G)-XE(L,G))/(YB(L,G)-YB(
1L-1,G))
GO TO 1505
1500 CONTINUE
1505 XECGB(I)=2.*XECGB(I)-AC*NCYP(I)
IU=NAP+NH
KU=NAP+1
DO 1507 I=KU,IU
L=I-NAP
1507 XECGB(I)=2.*XE(L,G)
1510 K=0
DO 1520 I=2,IU
IF(XECGB(I-1)-XECGB(I))1520,1520,1515
1515 TROK1=XECGB(I-1)
XECGB(I-1)=XECGB(I)
XECGB(I)=TROK1
K=1

```

```

1520 CONTINUE
  IF(K)1525,1525,1510
1525  BL=XECG8(1)
    DO 953 I=1,2
      IF(ABS(GS(I)*T(1)-GC(I)*TG+THP)-ABS(GS(I)*T(2)-GC(I)*TG+THP))8746,
18746,8745
8745  IF(SDEC*(GS(I)*T(1)-GC(I)*TG+THP))8749,8748,8748
8746  IF(SDEC*(GS(I)*T(2)-GC(I)*TG+THP))8748,8749,8749
8748  JW(I)=1
    GO TO 953
8749  JW(I)=2
953  CONTINUE
    DO 1256 J=1,2
      IF(J-2)5786,5787,5786
5786  WRITE(5,7836)
    GO TO 5788
5787  WRITE(5,7838)
5788  IF(JW(1)-2)1960,955,960
  955  L=J
    GO TO 1150
  960  L=3-J
1150  IF(ABS(SPTR)-0.01)970,970,980
  970  PIP=0.
    GO TO 985
  980  C1=(T(J)+THP-YP(L))*SX(G)/(BL*IN(G))
    PI=0.
    IF(C1)983,981,984
  981  PIP=0.
    GO TO 985
  983  AEP=3.1416-AEP1
    GO TO 982
  984  AEP=AEP1
  982  PIP=C1**2/(SPTR*(ABS(C1)*SIN(2.*AEP)-(N(J)+NHP-XP(L))*SIN(AEP)**2
1(2)/8(G)))
  985  DO 975 I=1,2
    IF(JW(I)-2)7196,7191,7196
7191  K=J
    GO TO 7201
7196  K=3-J
7201  IF(GS(I)*T(J)-GC(I)*(TG-MG*ATAN(AFI)/(0.87*YBNH))+GP(I,K)*(THP-YP(1
1K)))986,987,987
  986  AEP=3.1416-AEP1
    AE=3.1416-AE1
    GO TO 965
  987  AEP=AEP1
    AE=AE1
  965  TALO(J)=ABS((GS(2)*T(J)-GC(2)*(TG-MG*ATAN(AFI)/(0.87*YBNH))+GP(2,K
1)*(THP-YP(K)))/(BL*YBNH*.87))
    C1=0.25-0.05*(180.*AE/3.1416-45.)/45.
    C2=60.-10.*(180.*AE/3.1416-45.)/45.

```

```

IF(C1*RLBC-C2)1145,1140,1140
1145 TALOU(J)=C1*RLBC
GO TO 988
1140 TALOU(J)=C2
988 TX=(GS(I)*N(J)-GC(I)*NG+GP(I,K)*(NHP-XP(K)))/B(G)-GP(I,K)*SPTR*PIP
1*COS(AEP)**2
TAL=ABS(GS(I)*T(J)-GC(I)*(TG-MG*ATAN(AFI)/(0.87*YBNH))+GP(I,K)*(TH
1P-YP(K)))*SX(G)/(BL*IN(G))-GP(I,K)*SPTR*PIP*0.5*SIN(2*AEP)
TY=-GP(I,K)*SPTR*PIP*SIN(AEP)**2
S1(I)=(TX+TY)/2.+SQRT(TAL**2+((TX-TY)/2.))**2
975 S2(I)=(TX+TY)/2.-SQRT(TAL**2+((TX-TY)/2.))**2
IF(TAL)1001,1003,1001
1001 F=ATAN(ABS((TX-S2(2))/TAL))
1003 WRITE(5,377)
IF(L-2)1000,990,990
990 WRITE(5,305)
GO TO 1010
1000 WRITE(5,315)
1010 WRITE(5,1012)
1012 FORMAT(' TENSÕES PRINCIPAIS EM SERVICO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVI
1DADE DA SEÇÃO DE CONCRETO'/20X,'* UNID=KGF/(CM)2 *')
WRITE(5,1015)S1(1),S2(1)
1015 FORMAT(5X,'SIGMA I=',F10.2,10X,'SIGMA II=',F10.2)
-- IF(JJ-2)1020,1025,1030
1020 C1=0.8
GO TO 1040
1025 C1=1.
GO TO 1040
1030 WRITE(5,1035)
1035 FORMAT(' NADA SE PODE AFIRMAR SOBRE O ESTADO-LIMITE DE FISSURAÇÃO
1POR NAO SATISFAZER AS CLASSES I OU II')
GO TO 1065
1040 IF(S1(1)/(C1*RBK)-1.-.8*S2(1)/(C1*RLBK))1045,1045,1055
1045 WRITE(5,1050)
1050 FORMAT(' SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE DE FISSURAÇÃO')
GO TO 1065
1055 WRITE(5,1060)
1060 FORMAT(' NAO SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE DE FISSURAÇÃO')
1065 WRITE(5,1070)
1070 FORMAT(1X,5('-')//VERIFICACAO AO ESTADO LIMITE ULTIMO DE RUPTURA',
15('-')//)
IF(K-2)1073,1072,1072
1072 WRITE(5,305)
GO TO 1074
1073 WRITE(5,315)
1074 IF(SS(2,J)-RBK)1075,1075,1125
1075 IF(SI(2,J)-RBK)1080,1080,1125
1080 WRITE(5,1085)
1085 FORMAT(' A SEÇÃO ENCONTRA-SE NA REGIÃO AB'//)

```

140.

C VERIFICACAO DO CONCRETO

```
IF(S1(2)-0.125*RLBC)1090,1090,1095
1090 IF(RLBC-4.*S1(2)+S2(2))1100,1110,1110
1095 IF(0.0625*(RLBC)**2/S1(2)+S2(2))1100,1110,1110
1100 WRITE(5,1105)
1105 FORMAT(' A VERIFICACAO DO CONCRETO NAO SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE DE
1E RUPTURA')
    GO TO 1116
1110 WRITE(5,1115)
1115 FORMAT(' A VERIFICACAO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE ULTIMO DE RUPTURA')
```

C VERIFICACAO DAS ARMADURAS

```
1116 IF(ABS(SPTR)-0.01)1120,1120,1119
1119 IF(TAL)7357,7358,7357
7357 PIL=(S1(2)-0.5*SQRT(RLBK))*COS(F)/(SPTR*SIN(AEP)*SIN(AEP+F))
    GO TO 7359
7358 PIL=PIP
7359 A3=PIL-PIP
    IF(A3)1245,1245,7361
7361 PI=A3*SPTR*SIN(AEP)*SIN(AEP+F)/(RACT*SIN(AE)*SIN(AE+F))
    GO TO 1245
1120 IF(TAL)1121,1117,1121
1117 PI=0.
    GO TO 1247
1121 PI=(S1(2)-0.5*SQRT(RLBK))*COS(F)/(RACT*SIN(AE)*SIN(AE+F))
    GO TO 1247
1125 WRITE(5,1130)
1130 FORMAT(' A SECCAO ENCONTRA-SE NA REGIAO C')
```

C VERIFICACAO DO CONCRETO

```
WRITE(5,1135)TALO(J),TALOU(J)
1135 FORMAT(' TENSAO TANGENCIAL DE REFERENCIA',10X,'UNID=KGF/(CM)2'/5X,
1'ATUANTE=',F10.2,5X,'LIMITE MAXIMO=',F10.2/)
    IF(TALO(J)-TALOU(J))1165,1165,1155
1155 WRITE(5,1105)
    GO TO 1176
1165 WRITE(5,1115)
```

C VERIFICACAO DAS ARMADURAS

```
1176 IF(TALO(J))1156,1157,1156
1157 PI=0.
    IF(ABS(SPTR)-0.01)1247,1247,1245
1156 SO=(SS(2,J)+SI(2,J))/2.
    IF(ABS(TDEC)-0.10)1195,1175,1175
1175 IF(SS(2,J)-SI(2,J))4351,4351,4352
4351 I1=NH
    GO TO 4353
```

```

4352 I1=1
4353 IF(BL-0.4*X1(I1,G))1185,1180,1180
1180 JX=0
    GO TO 1210
1185 IF(BL-0.2*YBNH)1195,1190,1190
1190 JX=0
    GO TO 1210
1195 IF(GS(2)*N(J)-GC(2)*NG+GP(2,K)*(NHP-XP(K)))1200,1200,1205
1200 JX=2
    GO TO 1210
1205 JX=6
1210 A1=1.-0.4*SQRT(RLBK)*(1.-JX*SO/RLBC)/(TAL0(J)+GS(2)*M(J)-GC(2)*MG
    1)*ATAN(AFI)/(BL*(YBNH*0.87)**2)
    IF(GS(2)*T(J)-GC(2)*TG+(GS(2)*M(J)-GC(2)*MG)*ATAN(AFI)/(0.87*YBNH)
    1+GP(2,K)*(THP-YP(K)))1212,1213,1213
1212 AEP=3.1416-AEPI
    AE=3.1416-AE1
    GO TO 1214
1213 AEP=AEPI
    AE=AE1
1214 IF(A1-1.)1220,1220,1215
1215 A1=1.
1220 IF(ABS(SPTR)-0.01)1240,1240,1225
1225 PIP=1.15*(TAL0(J)+(GS(2)*M(J)-GC(2)*MG)*ATAN(AE1)/(BL*(YBNH*0.87)
    1)**2)*A1/(SPTR*SIN(AEP)*(SIN(AEP)+COS(AEP)))
    A3=PIPL-PIP
    IF(A3)1235,1235,1230
1230 PI=A3*SPTR*SIN(AEP)*(SIN(AEP)+COS(AEP))/(RACT*SIN(AE)*(SIN(AE)+COS
    1(AE)))
    GO TO 1245
1235 PI=0.
    GO TO 1245
1240 PI=1.15*A1*(TAL0(J)+(GS(2)*M(J)-GC(2)*MG)*ATAN(AFI)/(BL*(YBNH*0.87
    1)**2))/(RACT*SIN(AE)*(SIN(AE)+COS(AE)))
    GO TO 1247
1245 IF(PIP-0.25*RBK/SPTR)1247,1246,1247
1246 PIM=PIP
    GO TO 1248
1247 PIM=(0.25*RBK-PIP*SPTR)/(4.*RAKT*(0.25-PIP*SPTR*SIN(AE-AEP)**(2)/R
    18K))
1248 IF(PI)1249,1251,1251
1249 PI=0.
1251 IF(PI+PIP-PIM)1250,1255,1255
1250 PI=PIM-PIP
1255 PI=PI*BL*SIN(AE)*100.
    PIP=PIP*BL*SIN(AEP)*100.
1256 WRITE(5,1260)PI,PIP
1260 FORMAT(' AREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRO DE COMPRIMENTO',10
    1X,'UNID=(CM)2',// ' ORDINARIA=',F10.2// ' PROTENDIDA=',F10.2//)

```

C DIMENSIONAMENTO A TORCAO

```

        WRITE(5,1270)
1270  FORMAT(1X,10('+'),'DIMENSIONAMENTO A TORCAO',10('+'//)
        IF(ABS(C(1)*GS(2)-GC(2)*CG+CHP)-ABS(C(2)*GS(2)-GC(2)*CG+CHP))1272,
        11272,1271
1271  JI=1
        GO TO 1273
1272  JI=2
1273  WRITE(5,1296)AO(G),BO(G)
1296  FORMAT(' SECCAO VAZADA EQUIVALENTE',10X,'UNID=CM//', ' AREA=',F10.0,1
        10X,'ESPESSURA=',F10.0)
        IF(AO(G))1455,1455,1276
1276  IF(BO(G))1455,1455,1274
1274  DO 1445 J=1,2
        IF(J-2)8356,8357,8356
8356  WRITE(5,7836)
        GO TO 8358
8357  WRITE(5,7838)
8358  IF(JI-2)1280,1275,1280
1275  K=J
        GO TO 1305
1280  K=3-J
1305  TALT=ABS((GP(2,K)*CHP+GS(2)*C(JJ)-GC(2)*CG)/(2.*AO(G)*BO(G)))
        IF(K-2)1308,1307,1307
1307  WRITE(5,305)
        GO TO 1309
1308  WRITE(5,315)

```

C VERIFICACAO DO CONCRETO A RUPTURA

```

1309  IF(AT)1315,1310,1315
1310  C1=0.18
        C2=45.
        GO TO 1320
1315  C1=0.22
        C2=55.
1320  IF(C1*RLBC-C2)1330,1325,1325
1330  TALTU=C1*RLBC
        GO TO 1331
1325  TALTU=C2
1331  WRITE(5,377)
        IF(TALT-0.6*TALTU)1350,1340,1340
1340  WRITE(5,1345)
1345  FORMAT(' A TENSAO TANGENCIAL DE TORCAO  0,6 DO SEU LIMITE MAXIMO//'
        1' DEVE-SE LIMITAR O ESPACAMENTO DA ARMADURA DE TORCAO//')
        GO TO 1360
1350  WRITE(5,1355)
1355  FORMAT(' A TENSAO TANGENCIAL DE TORCAO  0,6 DO SEU LIMITE MAXIMO//'
        1/1

```

```

1360 WRITE(5,1365)
1365 FORMAT(1X,5(''),'VERIFICACAO AO ESTADO LIMITE DE DEFORMACAO',5(''-
1'')/1
    IF(TALO(J)/TALOU(J)+TALT/TALTU-0.7)1370,1370,1380
1370 WRITE(5,1375)
1375 FORMAT(' AS DEFORMACOES ANGULARES SAO LIMITADAS'//)
    GO TO 1390
1380 WRITE(5,1385)
1385 FORMAT(' AS DEFORMACOES ANGULARES NAO SAO LIMITADAS'//)
1390 WRITE(5,1070)
    WRITE(5,1405)TALT,TALTU
1405 FORMAT(' TENSAO TANGENCIAL DE TORCAO',10X,'UNID=KGF/(CM)2'//5X,'ATU-
1ANTE=',F10.2,5X,'LIMITE MAXIMO=',F10.2//)
    IF(TALO(J)/TALOU(J)+TALT/TALTU-1.)1420,1420,1410
1410 WRITE(5,1105)
    GO TO 1421
1420 WRITE(5,1115)

```

C VERIFICACAO DAS ARMADURAS

```

1421 IF(AT)1435,1430,1435
1430 C1=1.
    C2=1.
    GO TO 1440 -----
1435 C1=1.414
    C2=0.
1440 PI=ABS((GS(2)*C(J)-GC(2)*CG+GP(2,K)*CHP)/(2.*AO(G)*RACT*C1)*100.)
    PIM=25.*RBK*80(G)/RAKT
    IF(PI-PIM)1570,1575,1575
1570 PI=PIM
1575 PIL=C2*PI/100.
1445 WRITE(5,1450)PI,PIL
1450 FORMAT(' AREA DE ARMADURA ORDINARIA DE TORCAO',10X,'UNID=(CM)2'//-
1TRANSVERSAL POR METRO DE COMPRIMENTO=',F10.2//' LONGITUDINAL POR CE-
2NTIMETRO DE PERIMETRO DA SECCAO VAZADA EQUIVALENTE=',F10.2//)
1455 IF(NTTEMP-MI)1460,1460,131
1460 IF(NSEC1-LL)1465,1465,62
1465 IF(NTSEC-LLL)1470,1475,28
1470 CALL EXIT
    END
/*
//LKED.SYSLIB DD DSN=SYS1.FORTLIB,DISP=SHR
// DD DSN=PITA,DISP=SHR,VOL=SER=LIX001,UNIT=2314
//LKED.SYSLMOD DD UNIT=2314,VOL=SER=LIX001,DISP=SHR,DSN=PITA(PRINC)
//GO.SYSIN DD *

```

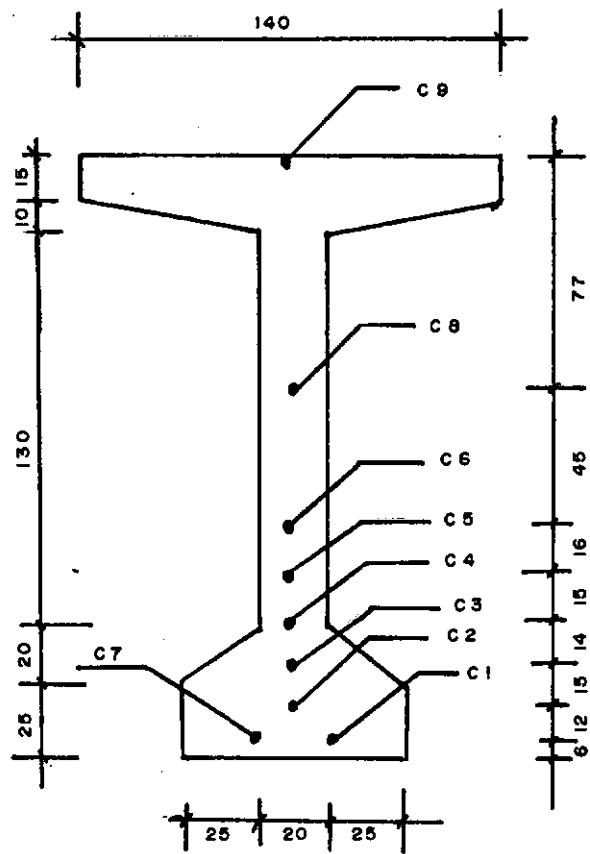
5.5 - Aplicação Prática

São analisadas as secções 1 e 6, que distam respectivamente 3,30m e 18,30m, do eixo do apoio de uma viga principal em forma de T, simplesmente apoiada de secção constante ao longo do eixo, pertencente a uma ponte rodoviária de 37 metros de comprimento, construída com 4 vigas principais premoldadas que são ligadas posteriormente pela concretagem da laje e submetidas a duas fases de protensão.

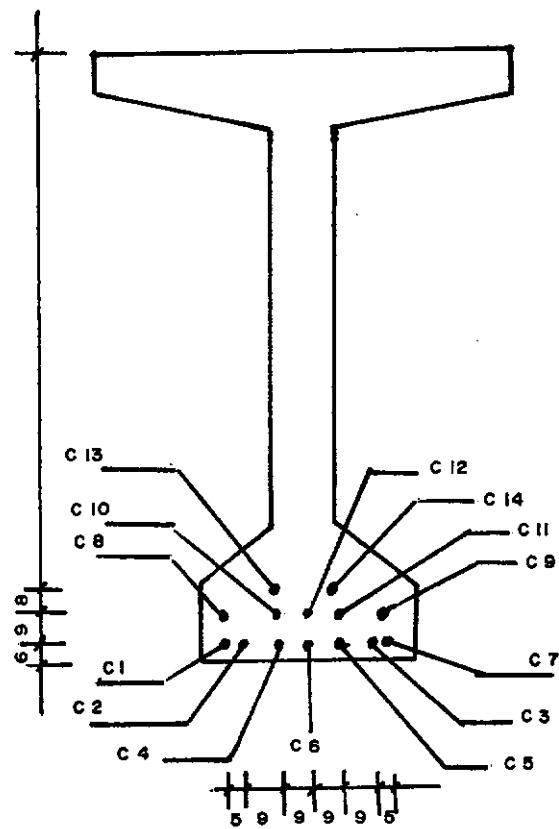
A primeira fase, consiste na protensão dos cabos numerados de 1 a 7, que têm ancoragens nas extremidades da viga, e a segunda consta da protensão dos cabos 8 a 14, que posuem ancoragens na face superior da viga.

As referidas secções estão representadas na figura 5.1, com as dimensões iniciais e suas características se encontram na listagem, juntamente com os resultados em várias idades da construção, considerando a largura efetiva da mesa de compressão.

O tempo de execução do programa foi de um minuto e 13 segundos.



Secção 1



Secção 6

Fig. 5.1

COPPE-UFFJ TESE DE MESTRADO
DIMENSIONAMENTO DE CONCRETO PRCTENDICO
JOSE AUGUSTO PITTA MARINHO

EXEMPLO PUBLICADO

NUMERO DE GRUPOS DE SECCOES COM SEGUINTE ESPECIFICACAOES= 1

RESISTENCIA CARACTERISTICA DOS MATERIAIS UNID=KGF/(CM)2
CONCRETO A COMPRESSAO(28 DIAS)=350. CONSUMO DE CIMENTO=290.KG/(M)3 FATOR A/C=0.60
CIMENTO NORMAL FATOR DO CONTROLE=0.75
ACO DE PROTENSAO LONGITUDINAL=12500.
ACO ORDINARIO TRANSVERSAL=2400.
ACO NATURAL LUNGITUDINAL=2400.

ACO NATURAL

TENSAO DE PROTENSAO UNID=KGF/(CM)2
LONGITUDINAL(INICIAL)=11000.
TRANSVERSAL(PERMANENTE)= 0.

AREA DO CABO LONGITUDINAL=4.62(CM)2 COEF ATPITO=0.23 COEF DE EFEITO PARASITA=0.012 RELAXACAO= 6.4
DESLIZAMENTO NA ANCAPAGEM= 0.003(M) FATOR DE ALIVIAMENTO DA PROTENSAO=0.90
TEMPERATURA AMBIENTE=30. UMIDADE RELATIVA DO AR=80.% VARIACAO DE TEMPERATURA=15.

NUMERO DE SECCOES COM AS SEGUINTE CARACTERISTICAS GEOMETRICAS= 2 INICIO DO FUNCIONAMENTO(DIAS)= 0

CONTORNO DA SECCAO UNID=CM
ORDENADAS 0. 25. 45. 175. 185. 200.
ABSCISSAS 35. 35. 10. 10. 70. 70.

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DA SECCAO DE CONCRETO UNID=CENTIMETRO
ORDENADA DO BARICENTRO= 109. VS= 91. VI= 109.
AREA= 8150.
MODULOS DE RESISTENCIA SUPERIOR= 483918. INFERIOR= 405399.
MOMENTO ESTATICO BARICENTRICO= 277431.
MOMENTO DE INERCIA BARICENTRICO= 44119216.
SEMPERIMETRO= 365.

NUMERO DE SECCOES COM AS SEGUINTE CARACTERISTICAS GEOMETRICAS= 2 INICIO DO FUNCIONAMENTO(DIAS)= 70

CONTORNO DA SECCAO UNID=CM
ORDENADAS 0. 25. 45. 175. 185. 185. 200.
ABSCISSAS 35. 35. 10. 10. 70. 103. 103.

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DA SECCAO DE CONCRETO UNID=CENTIMETRO
ORDENADA DO BARICENTRO= 119. VS= 82. VI= 116.
AREA= 9140.
MODULOS DE RESISTENCIA SUPERIOR= 612827. INFERIOR= 426814.
MOMENTO ESTATICO BARICENTRICO= 313838.
MOMENTO DE INERCIA BARICENTRICO= 50318000.
SEMPERIMETRO= 480.

SECCAO NUMERO=6.

FASES DE CONSTRUCAO= 3 FASES DE PROTENSAO= 2 DIA DA ADERENCIA= 80
ANGULO ENTRE AS FIBRAS EXTREMAS= 0.0

AREAS DAS ARMADURAS EXTERNARIAS LONGITUDINAIS
 SUPERIOR= 5.70
 INFERIOR= 7.12
 UNID=CM
 INCLINACAO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS
 PROTENDIDO= 0.
 UNID=GRAUS
 ORDINARIA(CORTANTE)= 0.
 ORDINARIA(TORCAG)= 0.

ESFORCOS SOLICITANTES EM SERVICO DIA DA ATUACAO	MOM FLETOR	UNID=TONELADA E METRO ESF CORTANTE	MOM TORCOR	ESF NORMAL	QSI
CARGA VARIAVEL	400	255.57	4.50	0.0	0.0
CARGA PERMANENTE	1	290.40	0.0	0.0	0.0
CARGA PERMANENTE	65	79.57	0.0	0.0	0.0
CARGA PERMANENTE	360	90.25	0.0	0.0	0.0

FASE DE PROTENSAO 1 DIA DA ATUACAO= 7

HIPERESTATICOS DE PROTENSAO UNID=TONELADA E METRO
 MOM FLETOR= 0.0 ESF CORTANTE= 0.0 MOM TORCOR= 0.0 ESF NORMAL= 0.0
 GEOMETRIA DOS CABOS DE PROTENSAO
 NUMERO ALTURA (CM) INCLINACAO(GRAUS) ANGULO C/FIBRA(GRAUS)

CABO	COMPRIMENTO (M)	DESVIO ANGULAR(GRAUS)
1	18.30	5.
2	18.30	8.
3	18.30	10.
4	18.30	15.
5	18.30	15.
6	18.30	18.
7	18.30	5.

FASE	CABO	PERDA DE PROTENSAO(ATRITO) %
1	1	6.81
1	2	7.75
1	3	8.57
1	4	10.48
1	5	10.48
1	6	11.38
1	7	6.91

FASE DE PROTENSAO 2 DIA DA ATUACAO= 70

HIPERESTATICOS DE PROTENSAO UNID=TONELADA E METRO
 MOM FLETOR= 0.0 ESF CORTANTE= 0.0 MOM TORCOR= 0.0 ESF NORMAL= 0.0
 GEOMETRIA DOS CABOS DE PROTENSAO
 NUMERO ALTURA (CM) INCLINACAO(GRAUS) ANGULO C/FIBRA(GRAUS)

CABO	COMPRIMENTO (M)	DESVIO ANGULAR(GRAUS)
5	15.	0.0
2	23.	0.0

CABO	COMPRIMENTO (M)	DESVIO ANGULAR(GRAUS)
8	16.30	28.
9	15.30	28.
10	13.30	28.
11	12.30	28.
12	10.80	28.
13	9.30	28.
14	6.30	28.

FASE	CABO	PERDA DE PROTENSAO(ATRITO) %
2	9	14.51
2	9	14.15
2	10	13.90
2	11	13.44
2	12	13.08
2	13	12.72
2	14	12.72

FASE DE PROTENSAO 7 DIA S EFEITO NUMERO=6.

TENSÃO MÉDIA DE PROTENSÃO APÓS AS PERDAS INSTANTÂNEAS = 9806.61 KGF/(CM)2
PERDA INSTANTÂNEA = 10.85%

DEFINICAO LONGITUDINAL
RETACAO=-0.1064E-04
VARIACAO DE TEMPERATURA= 0.1500E-03
SOLICITACOES NORMAIS PERMANENTES,FLUENCIA,RELAXACAO= -0.1180E-03

CURVATURA
SOLICITACOES NORMAIS PERMANENTES,FLUENCIA,RELAXACAO=-0.2455E-06

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÃO DE PROTENSÃO PERMANENTE = 10164.63
PERDA TOTAL = 7.59

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

A TENSÃO DE PROTENSÃO PERMANENTE ≥ 0.6 RPRK

TENSÃO DE PROTENSAC PERMANENTE= 8333.33
PERDA TOTAL=24.24

ESFORCOS SOLICITANTES EM SERVICO UNID. TONELADA E METRO

	MOM FLETOR	ESF CORANTE	MOM TORCOR	ESF NORMAL
CARGAS PERMANENTES	290,40	0,0	0,0	0,0
CARGAS VARIAVELIS	0,0	0,0	0,0	0,0
CARGAS TOTAIS	290,40	0,0	0,0	0,0

*****VERIFICACAO DAS SOLUCAOES NORMAIS*****

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-UNITE DE EMISSACAO-----

***CARGA PERMANENTE

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVIÇO NAS FIBRAS EXTREMAS UNID=KGF/(CM)²

	CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PRCT	CARGA VARIÁVEL
SUPERIOR	-60,48	29,90	-30,58	0,0
INFERIOR	72,19	-124,53	-52,33	0,0

SATISFAZ A VERIFICACAO DE MICROISSURACAO CAUSADA PELA COMPRESSAO

**CARGA TOTAL

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVIÇO NAS FIBRAS EXTREMAS				UNID=KGF/(CM)2	
CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PROT	CARGA VARIÁVEL	ESFORCO TOTAL	
SUPERIOR -60,48	24,51	-35,96	0,0	-35,96	
INFERIOR 72,19	-102,09	-29,90	0,0	-29,90	

SATISFAZ A VERIFICAÇÃO DE MICROFISSURACAO CAUSADA PELA COMPRESSÃO

ÁREA MÍNIMA DAS ARMADURAS ORDINÁRIAS= 12,22 (CM)2

SATISFAZ A CLASSE I

*****DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE*****

**CARGA PERMANENTE

----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURACAO----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÕES PRINCIPAIS EM SERVIÇO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SEÇÃO DE CONCRETO
* UNID=KGF/(CM)2 *

SIGMA I= 0,0 SIGMA II= -40,33
SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURACAO

----VERIFICAÇÃO AO ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

A SEÇÃO ENCONTRA-SE NA REGIÃO AB

A VERIFICAÇÃO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA

ÁREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRO DE COMPRIMENTO	UNID=(CM)2
ORDINÁRIA= 4,22	
PROTENDIDA= 0,0	

**CARGA TOTAL

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO-----

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

TENSÕES PRINCIPAIS EM SERVICO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SECCAO DE CONCRETO

* UNID=KGF/CM² *

SIGMA I= 0.0 SIGMA II= -33.07
SATISFIZ AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO

-----VERIFICACAO AO ESTADO LIMITE ULTIMO DE RUPTURA-----

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

A SECCAO ENCONTRA-SE NA REGIAO AB

A VERIFICACAO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE ULTIMO DE RUPTURA

AREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRO DE COMPRIMENTO UNID=CM²
OPRIMIDA= 4.22
PROTENSIDA= 0.0

+++++DIMENSIONAMENTO A TERCAC+++++

SECCAO VAZADA EQUIVALENTE UNID=CM
AREA= 0.0 ESPESSURA= 0.

IDADE EM ESTUDO= 70 DIAS SECCAO MIMERO=6.

TENSAO MEDIA DE PROTENSAO APOS AS PERDAS INSTANTANEAS= 9151.64 KGF/CM²
PERDA INSTANTANEA=16.80%

DEFORMACAO LONGITUDINAL

PETRACAO=-0.605E-04

VARIACAO DE TEMPERATURA= 0.1500E-03

SOLICITACOES NORMAIS PERMANENTES, FLUENCIA, RELAXACAO= -0.2272E-03

CURVATURA

SOLICITACOES NORMAIS PERMANENTES, FLUENCIA, RELAXACAO=-0.1405E-05

* TENSAO DE PROTENSAO MAXIMA

TENSAO DE PROTENSAO PERMANENTE= 9407.36
PERDA TOTAL=14.49

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

TENSAO DE PROTENSAO PERMANENTE= 8042.23
PERDA TOTAL=26.99

ESFORCOS SOLICITANTES EM SERVICO

UNID=TUNELADA E METRO

	MCM FLETOR	ESF CORTANTE	MOM TORCOR	ESF NORMAL
CARGAS PERMANENTES	369,97	0,0	0,0	0,0
CARGAS VARIAVEIS	0,0	0,0	0,0	0,0
CARGAS TOTAIS	369,97	0,0	0,0	0,0

*****VERIFICACAO DAS SOLICITACOES NORMAIS*****

----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO----

**CARGA PERMANENTE

* TENSAO DE PROTENSAO MAXIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVICO NAS FIBRAS EXTREMAS

UNID=KGF/1CM²

CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PRCT	CARGA VARIAVEL	ESFORCO TOTAL
SUPERIOR -61,26	40,01	-21,26	0,0	-21,26
INFERIOR 87,96	-220,75	-132,79	0,0	-132,79

SATISFAZ A VERIFICACAO DE MICROFISSURACAO CAUSADA PELA COMPRESSAO

**CARGA TOTAL

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVICO NAS FIBRAS EXTREMAS

UNID=KGF/1CM²

CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PROT	CARGA VARIAVEL	ESFORCO TOTAL
SUPERIOR -61,26	34,20	-27,06	0,0	-27,06
INFERIOR 87,96	-188,72	-190,76	0,0	-100,76

SATISFAZ A VERIFICACAO DE MICROFISSURACAO CAUSADA PELA COMPRESSAO

AREA MINIMA DAS ARMADURAS ORDINARIAS= 13,71 (CM²)

SATISFAZ A CLASSE I

*****DIMENSIONAMENTO AO ESFORCO CORTANTE*****

**CARGA PERMANENTE

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO-----

* TENSAO DE PROTENSAO MAXIMA

TENSÕES PRINCIPAIS EM SERVICO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SECCAO DE CONCRETO

* UNID=KGF/(CM)2 *

SIGMA I= 0.0 SIGMA II= -66.57
SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO

-----VERIFICACAO AO ESTADO LIMITE ULTIMO DE RUPTURA-----

* TENSAO DE PROTENSAO MAXIMA

A SECCAO ENCONTRA-SE NA REGIAO AB

A VERIFICACAO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE ULTIMO DE RUPTURA

AREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRE DE COMPRIMENTO UNID=CM2
ORDINARIA= 6.10
PROTENDIDA= 0.0

**CARGA TOTAL

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO-----

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

TENSÕES PRINCIPAIS EM SERVICO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SECCAO DE CONCRETO

* UNID=KGF/(CM)2 *

SIGMA I= 0.0 SIGMA II= -56.91
SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO

-----VERIFICACAO AO ESTADO LIMITE ULTIMO DE RUPTURA-----

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

A SECCAO ENCONTRA-SE NA REGIAO AB

A VERIFICACAO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE ULTIMO DE RUPTURA

AREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRE DE COMPRIMENTO UNID=CM2
ORDINARIA= 6.10
PROTENDIDA= 0.0

*****DIMENSIONAMENTO A TORCAÇÃO*****

SECCAO VAZADA EQUIVALENTE UNID=CM
AREA= 0. ESPESSURA= 0.

IDADE EM ESTUDO= 360 DIAS SECCAO NUMERO=6.

TENSÃO MÉDIA DE PROTENSÃO APOS AS PERDAS INSTANTÂNEAS= 9151.64 KGF/(CM)2
PERDA INSTANTÂNEA=16.80%

DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL
RETRACAO=-0.11935E-03
VARIACAO DE TEMPERATURA= 0.1500E-03
SOLICITACOES NORMAIS PERMANENTES,FLUENCIA,RELAXACAO= -0.3623E-03

CURVATURA
SOLICITACOES NORMAIS PERMANENTES,FLUENCIA,RELAXACAO=-0.1932E-05

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÃO DE PROTENSÃO PERMANENTE= 8701.86
PERDA TOTAL=20.89

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

TENSÃO DE PROTENSÃO PERMANENTE= 6732.02
PERDA TOTAL=38.90

ESFORÇOS SOLICITANTES EM SERVICO		UNID=TONELADA E METRO			
		MCM FLETOR	ESF CORTANTE	MOM TORCOR	ESF NORMAL
CARGAS PERMANENTES		460.22	0.0	0.0	0.0
CARGAS VARIÁVEIS		0.0	0.0	0.0	0.0
CARGAS TOTAIS		460.22	0.0	0.0	0.0

*****VERIFICAÇÃO DAS SOLICITACOES NORMAIS*****

----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO----

**CARGA PERMANENTE

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVICO NAS FIBRAS EXTREMAS UNID=KGF/CM12

	CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PRCT	CARGA VARIÁVEL	ESFORÇO TOTAL
SUPERIOR	-76.00	31.48	-38.52	0.0	-38.52
INFERIOR	100.51	-190.08	-89.57	0.0	-89.57

SATISFAZ A VERIFICAÇÃO DE MICROFISSURACAO CAUSADA PELA COMPRESSÃO

**CARGA TOTAL

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVIÇO NAS FÍRAS EXTREMAS UNID=KGF/(CM)²

	CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PPOT	CARGA VARIÁVEL	ESFORÇO TOTAL
SUPERIOR	-76.00	24.36	-45.64	0.0	-45.64
INFERIOR	100.51	-147.05	-46.54	0.0	-46.54

SATISFAZ A VERIFICAÇÃO DE MICROFISSURACAO CAUSADA PELA COMPRESSÃO

ÁREA MÍNIMA DAS ARMADURAS ORDINÁRIAS= 13.71 (CM)²

SATISFAZ A CLASSE I

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA OU DEFORMAÇÃO PLÁSTICA EXCESSIVA-----

**CARGA PERMANENTE

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

MOMENTO FLETOR RESISTENTE NO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO PARA O ESFORÇO NORMAL DACC= 1395.91 M.T

SATISFAZEM AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO

**CARGA TOTAL

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

MOMENTO FLETOR RESISTENTE NO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO PARA O ESFORÇO NORMAL DACC= 1379.12 M.T

SATISFAZEM AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO

*****DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE*****

**CARGA PERMANENTE

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO-----

* TENSAO DE PROTENSAO MAXIMA

TENSOES PRINCIPAIS EM SERVICO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SECCAO DE CONCRETO

* UNID=KGF/CM12 *

SIGMA I= 0.0 SIGMA II= -61.58
SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO

-----VERIFICACAO AO ESTADO LIMITE ULTIMO DE RUPTURA-----

* TENSAO DE PROTENSAO MAXIMA

A SECCAO ENCONTRA-SE NA REGIAO AB

A VERIFICACAO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE ULTIMO DE RUPTURA

AREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRO DE COMPRIMENTO UNID=CM12
ORDINARIA= 6.10
PROTENDIDA= 0.0

**CARGA TOTAL

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO-----

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

TENSOES PRINCIPAIS EM SERVICO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SECCAO DE CONCRETO

* UNID=KGF/CM12 *

SIGMA I= 0.0 SIGMA II= -47.64
SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO

-----VERIFICACAO AO ESTADO LIMITE ULTIMO DE RUPTURA-----

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

A SECCAO ENCONTRA-SE NA REGIAO AB

A VERIFICACAO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE ULTIMO DE RUPTURA

AREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRO DE COMPRIMENTO UNID=CM12
ORDINARIA= 6.10
PROTENDIDA= 0.0

*****DIMENSIONAMENTO A TORCAO*****

SECCAO VAZADA EQUIVALENTE UNID=CH
AREA= 0.0 ESPESSURA= 0.0

IDADE EM ESTUDO= 400 DIAS SECCAO NUMERO=6.

TENSAO MEDIA DE PROTENSAO APOS AS PERDAS INSTANTANEAS= 9151.64 KGF/CM12
PERDA INSTANTANEA=16.80%

DEFORCAO LONGITUDINAL
RETACAO=0.122E-03
VARIACAO DE TEMPERATURA= 0.1500E-03
SOLICITACOES NORMAIS PERMANENTES, FLUENCIA, RELAXACAO= -0.3688E-03

CURVATURA
SOLICITACOES NORMAIS PERMANENTES, FLUENCIA, RELAXACAO=-0.1869E-05

* TENSAO DE PROTENSAO MAXIMA

TENSAO DE PROTENSAO PERMANENTE= 8693.23
PERDA TOTAL=20.97

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

TENSAO DE PROTENSAO PERMANENTE= 6716.00
PERDA TOTAL=38.95

ESFORCOS SOLICITANTES EM SERVICO		UNID=TONELADA E METRO			
		MCM FLETOR	ESF COFTANTE	MCM TORCO	ESF NORMAL
CARGAS PERMANENTES		460.22	0.0	0.0	0.0
CARGAS VARIAVEIS		255.57	4.50	0.0	0.0
CARGAS TOTAIS		715.79	4.50	0.0	0.0

*****VERIFICACAO DAS SOLICITACOES NORMAIS*****

----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO----

* =CARGA PERMANENTE

* TENSAO DE PROTENSAO MAXIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVIÇO NAS FIBRAS EXTREMAS

UNID=KGF/1CM²

CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PROT	CARGA VARIÁVEL	ESFORÇO TOTAL
SUPERIOR -70.00	31.45	-38.55	0.0	-38.55
INFERIOR 100.51	-189.89	-89.38	0.0	-89.38

SATISFAZ A VERIFICAÇÃO DE MICROFISSURACAO CAUSADA PELA COMPRESSÃO

**CARGA TOTAL

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVIÇO NAS FIBRAS EXTREMAS

UNID=KGF/1CM²

CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PROT	CARGA VARIÁVEL	ESFORÇO TOTAL
SUPERIOR -70.00	24.30	-45.70	-38.67	-84.58
INFERIOR 100.51	-146.70	-46.19	55.81	9.63

SATISFAZ A VERIFICAÇÃO DE MICROFISSURACAO CAUSADA PELA COMPRESSÃO

ÁREA MÍNIMA DAS ARMADURAS ORDINÁRIAS= 13.71 (CM²)

NÃO SATISFAZ A CLASSE I

SATISFAZ A CLASSE II

ARMADURA ORDINÁRIA MÍNIMA NA ZONA TRACIONADA= 25.51 (CM²)

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA OU DEFORMAÇÃO PLÁSTICA EXCESSIVA-----

**CARGA PERMANENTE

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

MOMENTO FLETOR RESISTENTE NO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO PARA O ESFORÇO NORMAL DADO= 1395.86 M.T

SATISFAZEM AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO

**CARGA TOTAL

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

MOMENTO FLETOR RESISTENTE NO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO PARA O ESFORÇO NORMAL DADO= 1379.03 M.T

SATISFAZEM AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO

*****DIMENSIONAMENTO AO ESFORCO CORTANTE*****

**CARGA PERMANENTE

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO-----

* TENSAO DE PROTENSAO MAXIMA

TENSOS PRINCIPAIS EM SERVICO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SECCAO DE CONCRETO
* UNID=KGF/CM12 *

SIGMA I= 0.0 SIGMA II= -61.52
SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO

-----VERIFICACAO AO ESTADO LIMITE ULTIMO DE RUPTURA-----

* TENSAO DE PROTENSAO MAXIMA

A SECCAO ENCONTRA-SE NA REGIAO AB

A VERIFICACAO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE ULTIMO DE RUPTURA

AREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRO DE COMPRIMENTO UNID=(CM12)
ORDINARIA= 6.10
PROTENDIDA= 0.0

**CARGA TOTAL

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO-----

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

TENSOS PRINCIPAIS EM SERVICO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SECCAO DE CONCRETO
* UNID=KGF/CM12 *

SIGMA I= 0.04 SIGMA II= -47.57
SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO

-----VERIFICACAO AO ESTADO LIMITE ULTIMO DE RUPTURA-----

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

A SECCAO ENCONTRA-SE NA REGIAO C

2. VERIFICACAO DO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO

TENSAO TANGENCIAL DE REFERENCIA UNID=KGF/(CM)2
ATUANTE= 1.94 LIMITE MAXIMO= 46.67

A VERIFICACAO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE ULTIMO DE RUPTURA

AREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRO DE COMPRIMENTO UNID=(CM)2
ORDENADA= 6.10
PROTEINDO= 0.0

*****+DIMENSIONAMENTO A TORCAO*****

SECCAO VAZADA EQUIVALENTE UNID=CM
AREA= 0.0 ESPESSURA= 0.0

IDADE EM ESTUDO= 8000 DIAS SECCAO NUMERO=6.

TENSAO MEDIA DE PROTENSAO APOS AS PERDAS INSTANTANEAS= 9151.64 KGF/(CM)2
PERDA INSTANTANEA=16.80%

DEFORMACAO LONGITUDINAL

RETACAO=-0.1639E-03

VARIACAO DE TEMPERATURA= 0.1500E-03

SOLICITACOES NORMAIS PERMANENTES, FLUENCIA, RELAXACAO= -0.4396E-03

CURVATURA

SOLICITACOES NORMAIS PERMANENTES, FLUENCIA, RELAXACAO=-0.1927E-05

* TENSAO DE PROTENSAO MAXIMA

TENSAO DE PROTENSAO PERMANENTE= 8420.29
PERDA TOTAL=23.45

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

TENSAO DE PROTENSAO PERMANENTE= 6209.11
PERDA TOTAL=43.55

ESFORCOS SOLICITANTES EM SERVICO UNID=TONELADA E METRO

	MCN FLETOR	ESF CORTANTE	MCN TORCCR	ESF NORMAL
CARGAS PERMANENTES	460.22	0.0	0.0	0.0
CARGAS VARIAVEIS	255.57	4.50	0.0	0.0
CARGAS TOTais	715.79	4.50	0.0	0.0

*****+VERIFICACAO DAS SOLICITACOES NORMAIS*****

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO-----

**CARGA PERMANENTE

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVIÇO NAS FIBRAS EXTREMAS UNID=KGF/(CM)2

CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PRCT	CARGA VARIÁVEL	ESFORÇO TOTAL
SUPERIOR -70.00	30.47	-39.54	0.0	-39.54
INFERIOR 100.51	-183.92	-83.42	0.0	-83.42

SATISFAZ A VERIFICAÇÃO DE MICROFISSURAÇÃO CAUSADA PELA COMPRESSÃO

**CARGA TOTAL

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVIÇO NAS FIBRAS EXTREMAS UNID=KGF/(CM)2

CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PRCT	CARGA VARIÁVEL	ESFORÇO TOTAL
SUPERIOR -70.00	22.46	-47.54	-38.87	-86.41
INFERIOR 100.51	-135.63	-35.12	55.81	20.70

SATISFAZ A VERIFICAÇÃO DE MICROFISSURAÇÃO CAUSADA PELA COMPRESSÃO

ÁREA MÍNIMA DAS ARMAÇURAS ORDINÁRIAS= 13.71 (CM)2

NÃO SATISFAZ A CLASSE I

NÃO SATISFAZ A CLASSE II

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA OU DEFORMAÇÃO PLÁSTICA EXCESSIVA-----

**CARGA PERMANENTE

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

MOMENTO FLETOR PERSISTENTE NO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO PARA O ESFORÇO NORMAL DADO= 1394.19 M.T

SATISFAZEM AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO

**CARGA TOTAL

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

MOMENTO FLETOR RESISTENTE NO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO PARA O ESFORÇO NORMAL DADO= 1376.09 M_nT
SATISFAZEM AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO

*****DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE*****

**CARGA PERMANENTE

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÕES PRINCIPAIS EM SERVIÇO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SEÇÃO DE CONCRETO
* UNID=KGF/1CM² *

SIGMA I= 0.0 SIGMA II= -59.59
NADA SE PODE AFIRMAR SOBRE O ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO POR NÃO SATISFAZER AS CLASSES I OU II

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

A SEÇÃO ENCONTRA-SE NA REGIÃO AB

A VERIFICAÇÃO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA

ÁREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR MÉTRO DE COMPRIMENTO UNID=1CM²
ORDINÁRIA= 6.10
PROTENDIDA= 0.0

**CARGA TOTAL

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

TENSÕES PRINCIPAIS EM SERVIÇO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SEÇÃO DE CONCRETO
* UNID=KGF/1CM² *

SIGMA I= 0.04 SIGMA II= -43.98
NADA SE PODE AFIRMAR SOBRE O ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO POR NÃO SATISFAZER AS CLASSES I OU II

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA-----

ANALISE AUTOMATICA DO CONCRETO DA TUBO COM A SECCAO C

= TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

A SEÇÃO ENCONTRA-SE NA REGIÃO C

TENSÃO TANGENCIAL DE REFERÊNCIA UNID=KGF/(CM)2
ATRIANTE= 1.94 LIMITE MAXIMO= 46.67

A VERIFICAÇÃO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO=LIMITE ÚLTIMO DE FURTO

ÁREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR MÉTRO DE COMPRIMENTO UNID=(CM)2
ORDINÁRIA= 5.10
PROTENSIVA= 0.0

+++++DIMENSIONAMENTO A TORCA+++++

SEÇÃO VAZADA EQUIVALENTE UNID=CM
ÁREA= 0.0 ESPESSURA= 0.

+++++SEÇÃO NÚMERO=1.

FASES DE CONSTRUÇÃO= 3 FASES DE PROTENSÃO= 2 DIA DA ADERÊNCIA= 80
ÂNGULO ENTRE AS FÍRRAS EXTREMAS= 0.0

ÁREAS DAS ARMADURAS ORDINÁRIAS LONGITUDINAIS ALTURAS UNID=CM
SUPERIOR= 5.70 196.00
INFERIOR= 7.12 4.00

INCLINAÇÃO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS UNID=GRAUS
PROTENSIVA= 0.0 ORDINÁRIA(CORTANTE)= 0.0 ORDINÁRIA(TORCAO)= 0.

	ESFORÇOS SOLICITANTES EM SERVIÇO DIA DA ATUAÇÃO	UNID=TONEELADA E MÉTRO MOM FLETOR	UNID=TONEELADA E MÉTRO ESF CORTANTE	MOM TORCOR	ESF NORMAL	QSI
CARGA VARIÁVEL	400	74.20	33.00	0.0	0.0	0.50
CARGA PERMANENTE	1	95.21	28.50	0.0	0.0	0.0
CARGA PERMANENTE	65	23.96	7.50	0.0	0.0	0.0
CARGA PERMANENTE	360	31.33	10.00	0.0	0.0	0.0

FASE DE PROTENSÃO= 1 DIA DA ATUAÇÃO= 7

HIPERESTÁTICOS DE PROTENSÃO UNID=TONEELADA E MÉTRO
MOM FLETOR= 0.0 ESF CORTANTE= 0.0 MOM TORSOR= 0.0 ESF NORMAL= 0.0

GEOMETRIA DOS CAROS DE PROTENSÃO

NÚMERO	ALTURA (CM)	INCLINAÇÃO(GRAUS)	ÂNGULO C/FIBRA(GRAUS)
2	6.	4.00	4.
1	18.	6.50	7.
1	33.	0.00	0.
1	47.	11.00	11.
1	62.	14.00	14.
1	78.	16.50	17.

CABO	COMPRIMENTO (M)	DESVIO ANGULAR(GRAUS)
1	3.30	5.
2	3.30	2.
3	3.30	0.
4	3.30	0.

5	3.30	0.
6	3.30	0.
7	3.30	5.
FASE	CABO	PERDA DE PROTENSÃO(ATRITO) %
1	1	2.88
1	2	1.70
1	3	0.91
1	4	0.91
1	5	0.91
1	6	0.91
1	7	2.88

FASE DE PROTENSÃO 2 DIA DA ATUAÇÃO= 70

HIPERESTATICOS DE PROTENSÃO UNID=TONELADA E METRO
 MOM FLETOR= 0.0 ESF CORTANTE= 0.0 MOM TORSOR= 0.0 ESF NORMAL= 0.0
 GEOMETRIA DOS CABOS DE PROTENSÃO
 NÚMERO ALTURA (CM) INCLINAÇÃO(GRAUS) ANGULO C/FIBRA(GRAUS)
 1 123. 27.00 27.
 1 200. 27.50 28.

CABO	COMPRIMENTO (M)	DESVIO ANGULAR(GRAUS)
8	1.50	0.
9	0.0	0.
FASE	CABO	PERDA DE PROTENSÃO(ATRITO) %
2	8	0.41
2	9	0.0

IDADE EM ESTUDO= 7 DIAS SECÇÃO NÚMERO=1.

TENSÃO MÉDIA DE PROTENSÃO APÓS AS PERDAS INSTANTÂNEAS= 9086.96 KGF/1CM²
 PERDA INSTANTÂNEA=17.39%

DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL

RETROCAO=-0.1064E-04

VARIACAO DE TEMPERATURA= 0.1500E-03

SOLICITAÇÕES NORMAIS PERMANENTES,FLUENCIA,RELAXAÇÃO= -0.1076E-03

CURVATURA

SOLICITAÇÕES NORMAIS PERMANENTES,FLUENCIA,RELAXAÇÃO=-0.7987E-06

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÃO DE PROTENSÃO PERMANENTE= 9660.87
 PERDA TOTAL=12.17

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

A TENSÃO DE PROTENSÃO PERMANENTE > 0.6 RPK

TENSÃO DE PROTENSÃO PERMANENTE= 8333.33
 PERDA TOTAL=24.24

ESFORÇOS SOLICITANTES EM SERVIÇO UNID=TONELADA E METRO

CARGAS PERMANENTES	MOM FLETOR	ESF CORTANTE	MOM TORCOR	ESF NORMAL
CARGAS VARIÁVEIS	95.21	28.50	0.0	0.0
CARGAS TOTAIS	0.0	0.0	0.0	0.0
	95.21	28.50	0.0	0.0

*****VERIFICACAO DAS SOLICITACOES NORMAIS*****

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO-----

**CARGA PERMANENTE

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVIÇO NAS FIBRAS EXTREMAS			UNID=KGF/(CM)2	
CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PROT	CARGA VARIÁVEL	ESFORÇO TOTAL
SUPERIOR -19.76	9.78	-10.98	0.0	-10.98
INFERIOR 23.59	-93.55	-69.96	0.0	-69.96

SATISFAZ A VERIFICACAO DE MICROFISSURACAO CAUSADA PELA COMPRESSAO

**CARGA TOTAL

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVIÇO NAS FIBRAS EXTREMAS			UNID=KGF/(CM)2	
CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PROT	CARGA VARIÁVEL	ESFORÇO TOTAL
SUPERIOR -19.76	7.58	-12.19	0.0	-12.19
INFERIOR 23.59	-80.70	-57.11	0.0	-57.11

SATISFAZ A VERIFICACAO DE MICROFISSURACAO CAUSADA PELA COMPRESSAO

ÁREA MÍNIMA DAS ARMADURAS ORDINÁRIAS= 12.22 (CM)2

SATISFAZ A CLASSE I

*****DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE*****

**CARGA PERMANENTE

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÕES PRINCIPAIS EM SERVIÇO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SEÇÃO DE CONCRETO
* UNID=KGF/CM² *

SIGMA I= 1.99 SIGMA II= -39.71
SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

A SEÇÃO ENCONTRA-SE NA REGIÃO AB

A VERIFICAÇÃO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA

ÁREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRô DE COMPRIMENTO UNID=CM²
D-ONARIA= 3.25
PROTENSÃO= 0.0

**CARGA TOTAL

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

TENSÕES PRINCIPAIS EM SERVIÇO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SEÇÃO DE CONCRETO
* UNID=KGF/CM² *

SIGMA I= 1.10 SIGMA II= -33.63
SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

A SEÇÃO ENCONTRA-SE NA REGIÃO AB

A VERIFICAÇÃO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA

ÁREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRô DE COMPRIMENTO UNID=CM²
D-ONARIA= 3.25
PROTENSÃO= 0.0

*****DIMENSIONAMENTO A TORCÃO*****

SEÇÃO VAZADA EQUIVALENTE UNID=CM
ÁREA= 0. ESPESSURA= 0.

TEMPO EM ESTADO= 70 DIAS SEÇÃO MÍNIMA=1.

TENSÃO MÉDIA DE PROTENSÃO APÓS AS PERDAS INSTANTÂNEAS= 9064.44 KGF/CM²
 PERDA INSTANTÂNEA=17.60%

DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL
 RETRACAO=-0.6332E-04
 VARIACAO DE TEMPERATURA= 0.1500E-03
 SOLICITACOES NORMAIS PERMANENTES, FLUENCIA, RELAXACAO= -0.1633E-03

CURVATURA
 SOLICITACOES NORMAIS PERMANENTES, FLUENCIA, RELAXACAO= -0.9607E-06

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÃO DE PROTENSÃO PERMANENTE= 9223.50
 PERDA TOTAL=16.15

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

TENSÃO DE PROTENSÃO PERMANENTE= 7700.79
 PERDA TOTAL=29.99

ESFORCOS SOLICITANTES EM SERVIÇO		UNID=TONELADA E METRO		
		MCM FLETOR	ESF CORTANTE	MCM TORCOR
CARGAS PERMANENTES		119.17	36.00	0.0
CARGAS VARIAVEIS		0.0	0.0	0.0
CARGAS TOTAIS		119.17	36.00	0.0

*****+VERIFICAÇÃO DAS SOLICITACOES NORMAIS*****

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURAÇÃO-----

**CARGA PERMANENTE

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVIÇO NAS FIBRAS EXTREMAS			UNID=KGF/CM ²	
CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PRCT	CARGA VARIÁVEL	ESFORCO TOTAL
SUPERIOR -19.55	-7.73	-27.29	0.0	-27.29
INFERIOR 28.07	-87.75	-59.68	0.0	-59.68

SATISFAZ A VERIFICAÇÃO DE MICROFISSURAÇÃO CAUSADA PELA COMPRESSÃO

**CARGA TOTAL

CONCRETO ARMADO

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVIÇO NAS FIBRAS EXTREMAS UNID=KGF/CM²

CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PROT	CARGA VARIÁVEL	ESFORÇO TOTAL
SUPERIOR -19.55	-6.46	-26.01	0.0	-26.01
INFERIOR 28.07	-73.26	-45.19	0.0	-45.19

SATISFAZ A VERIFICAÇÃO DE MICROFISSURAÇÃO CAUSADA PELA COMPRESSÃO

ÁREA MÍNIMA DAS ARMADURAS ORDINÁRIAS= 13.71 (CM²)

SATISFAZ A CLASSE I

*****DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE*****

**CARGA PERMANENTE

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÕES PRINCIPAIS EM SERVIÇO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SEÇÃO DE CONCRETO

* UNID=KGF/CM² *

SIGMA I= 8.71	SIGMA II= -49.11
---------------	------------------

SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

A SEÇÃO ENCONTRA-SE NA REGIÃO AB

A VERIFICAÇÃO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA

ÁREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRO DE CONCRETO	UNID=CM ²
ORDINÁRIA= 4.69	
PROTENDIDA= 0.0	

**CARGA TOTAL

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

TENSÕES PRINCIPAIS EM SERVIÇO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SEÇÃO DE CONCRETO

* UNID=KGF/CM² *SÍGMA I= 5.61 SÍGMA II= -39.34
SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

A SEÇÃO ENCONTRA-SE NA REGIÃO AB

A VERIFICAÇÃO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA

ÁREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRô DE COMPRIMENTO UNID=CM²
ORDINÁRIA= 4.69
PROTENSIVA= 0.0

*****+DIMENSIAÇÃO A TORCAGEM+*****

SEÇÃO VAZADA EQUIVALENTE UNID=CM
ÁREA= 0.0 ESPESSURA= 0.

TÍDADÉ E* ESTUDO= 360 DIAS SEÇÃO NUMERO=1.

TENSÃO MÉDIA DE PROTENSÃO APÓS AS PERDAS INSTANTÂNEAS= 9064.44 KGF/CM²
PERDA INSTANTÂNEA=17.60%

DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL

PERDA V=-0.1247E-03

VARIACAO DE TEMPERATURA= 0.1500E-03

SOLICITAÇÕES NORMAIS PERMANENTES, FLUENCIA, RELAXAÇÃO= -0.2465E-03

CURVATURA

SOLICITAÇÕES NORMAIS PERMANENTES, FLUENCIA, RELAXAÇÃO=-0.1151E-05

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÃO DE PROTENSÃO PERMANENTE= 8664.51
PERDA TOTAL=21.23

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

TENSÃO DE PROTENSÃO PERMANENTE= 6662.66
PERDA TOTAL=39.43

ESFORÇOS SOBRENTANTES EM SERVIÇO

UNID=TONELADA E METRô

	MCM FLETOR	ESF CORTANTE	MCM TORCOR	ESF NORMAL
CARGAS PERMANENTES	150.50	46.00	0.0	0.0
CARGAS VARIAVEIS	0.0	0.0	0.0	0.0
CARGAS TOTAIS	150.50	46.00	0.0	0.0

*****VERIFICACAO DAS SOLICITACOES NORMAIS*****

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO-----

**CARGA PERMANENTE

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVIÇO NAS FIBRAS EXTREMAS			UNID=KGF/(CM)2	
CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PROT	CARGA VARIÁVEL	ESFORCO TOTAL
SUPERIOR -23.91	-7.22	-31.13	0.0	-31.13
INFERIOR 34.34	-80.62	-45.68	0.0	-45.68

SATISFAZ A VERIFICACAO DE MICROFISSURACAO CAUSADA PELA COMPRESSAO

**CARGA TOTAL

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVIÇO NAS FIBRAS EXTREMAS			UNID=KGF/(CM)2	
CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PROT	CARGA VARIÁVEL	ESFORCO TOTAL
SUPERIOR -23.91	-5.55	-29.47	0.0	-29.47
INFERIOR 34.34	-61.53	-27.19	0.0	-27.19

SATISFAZ A VERIFICACAO DE MICROFISSURACAO CAUSADA PELA COMPRESSAO

AREA MÍNIMA DAS ARMADURAS ORDINÁRIAS= 13.71 (CM)2

SATISFAZ A CLASSE I

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO DE RUPTURA OU DEFORMAÇÃO PLÁSTICA EXCESSIVA-----

**CARGA PERMANENTE

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

MOMENTO FLETOR RESISTENTE NO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO PARA O ESFORÇO NORMAL DADO= 655.65 M.T
SATISFAZEM AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO

**CARGA TOTAL

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

MOMENTO FLETOR RESISTENTE NO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO PARA O ESFORÇO NORMAL DADO= 646.09 M.T
SATISFAZEM AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO

*****+DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE+*****

**CARGA PERMANENTE

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÕES PRINCIPAIS EM SERVIÇO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SEÇÃO DE CONCRETO
* UNID=KGF/(CM)² *
SIGMA I= 4.90 SIGMA II= -42.85
SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

A SEÇÃO ENCONTRA-SE NA REGIÃO AB

A VERIFICAÇÃO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA

ÁREA DE ARMAÇÃO TRANSVERSAL POR METRO DE COMPRIMENTO UNID=CM²
ORDINARIA= 4.69
PROTENDIDA= 0.0

**CARGA TOTAL

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO-----

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

TENSÕES PRINCIPAIS EM SERVICO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SEÇÃO DE CONCRETO
 * UNID=KGF/1CM² *

SIGMA I= 1.52 SIGMA II= -30.70
 SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO

-----VERIFICACAO AO ESTADO LIMITE ULTIMO DE RUPTURA-----

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

A SEÇÃO ENCONTRA-SE NA REGIAO AB

A VERIFICACAO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE ULTIMO DE RUPTURA

AREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRO DE COMPRIMENTO UNID=1CM²
 DENSIDADE= 4.69
 PESO DENSIDA= 0.0

*****DIMENSIONAMENTO A TURCA*****

SEÇÃO VAZADA EQUIVALENTE UNID=CM
 AREA= 0.0 ESPESSURA= 0.0

LOADA EM ESTUDO= 400 DIAS SEÇÃO NUMERO=1.

TENSÃO MEDIA DE PROTENSÃO APOS AS PERDAS INSTANTANEAS= 9064.44 KGF/1CM²
 PERDA INSTANTANEA=17.60 %

DEFORMACAO LONGITUDINAL

RETACAO=-0.1283E-13

VARIACAO DE TEMPERATURA= 0.15COE-03

SOLICITACOES NORMAIS PERMANENTES,FLUENCIA,RELAXACAO= -0.250E-03

QUE VAI TURCA

SOLICITACOES NORMAIS PERMANENTES,FLUENCIA,RELAXACAO=-0.1138E-05

* TENSAO DE PROTENSAO MAXIMA

TENSAO DE PROTENSAO PERMANENTE= 8640.23
 PERDA TOTAL=21.45

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

TENSAO DE PROTENSAO PERMANENTE= 6617.58
 PERDA TOTAL=38.94

ESFORCOS SOLICITANTES EM SERVICO

UNID=TONELADA E METRO

	MOM FLETOR	ESF CORTANTE	MOM TORCOR	ESF NORMAL
CARGAS PERMANENTES	150.50	46.00	0.0	0.0
CARGAS VARIAVEIS	74.20	33.00	0.0	0.0
CARGAS TOTAIS	224.70	79.00	0.0	0.0

*****VERIFICACAO DAS SOLICITACOES NORMAIS*****

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO-----

**CARGA PERMANENTE

* TENSAO DE PROTENSAO MAXIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVICO NAS FIBRAS EXTREMAS

UNID=KGF/1CM²

CARGA PERMANENTE	PROTENSAO	C PERM+PFCT	CARGA VARIAVEL	ESFORCO TOTAL
SUPERIOR -23.91	-7.20	-31.11	0.0	-31.11
INFERIOR 34.34	-79.79	-45.46	0.0	-45.46

SATISFAZ A VERIFICACAO DE MICROFISSURACAO CAUSADA PELA COMPRESSAO

**CARGA TOTAL

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVICO NAS FIBRAS EXTREMAS

UNID=KGF/1CM²

CARGA PERMANENTE	PROTENSAO	C PERM+PFCT	CARGA VARIAVEL	ESFORCO TOTAL
SUPERIOR -23.91	-5.51	-20.43	-11.79	-41.22
INFERIOR 34.34	-61.11	-26.78	16.93	-9.85

SATISFAZ A VERIFICACAO DE MICROFISSURACAO CAUSADA PELA COMPRESSAO

AREA MINIMA DAS ARMADURAS ORDINARIAS= 13.71 1CM²

SATISFAZ A CLASSE I

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE ULTIMO DE RUPTURA OU DEFORMACAO PLASTICA EXCESSIVA-----

**CARGA PERMANENTE

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

MOMENTO FLETOR RESISTENTE NO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO PARA O ESFORÇO NORMAL DADO= 655.58 M.T
SATISFAZEM AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO

**CARGA TOTAL

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

MOMENTO FLETOR RESISTENTE NO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO PARA O ESFORÇO NORMAL DADO= 645.94 M.T
SATISFAZEM AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO

*****+DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE*****

**CARGA PERMANENTE

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÕES PRINCIPAIS EM SERVIÇO ATIVANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SEÇÃO DE CONCRETO
* UNJD=KGF/(CM)2 *
SIGMA I= 4.85 SIGMA II= -42.70
SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

A SEÇÃO ENCONTRA-SE NA REGIÃO AB

A VERIFICAÇÃO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA

ÁREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRO DE COMPRIMENTO UNJD=(CM)2
ORDINARIA= 4.69
PROTENDIDA= 0.0

**CARGA TOTAL

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

TENSÕES PRINCIPAIS EM SERVIÇO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SEÇÃO DE CONCRETO
* UNID=KGF/(CM)2 *

SIGMA I= 1.48 SIGMA II= -30.47
SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO DE RUPTURA-----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

A SEÇÃO ENCONTRA-SE NA REGIÃO AB

A VERIFICAÇÃO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO DE RUPTURA

ÁREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRÔ DE COMPRIMENTO UNID=(CM)2
ORDINADA= 4.69
PROTEÍDIDA= 0.0

*****DIMENSIONAMENTO A TORCAO*****

SEÇÃO VAZADA EQUIVALENTE UNID=CM
ÁREA= 0.0 ESPESSURA= 0.0

IDADE EM ESTUDO= 8000 DIAS SEÇÃO NÚMERO=1.

TENSÃO MÉDIA DE PROTENSÃO APOS AS PERDAS INSTANTÂNEAS= 9064.44 KGF/(CM)2
PERDA INSTANTÂNEA=17.603

DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL

RETRAÇÃO=-0.1712E-03

VARIACAO DE TEMPERATURA= 0.1500E-03

SOLICITAÇOES NORMAIS PERMANENTES,FLUENCIA,RELAXACAO=-0.3003E-03

CURVATURA

SOLICITAÇOES NORMAIS PERMANENTES,FLUENCIA,RELAXACAO=-0.1303E-05

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÃO DE PROTENSÃO PERMANENTE= 8322.24
PERDA TOTAL=24.3%

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

TENSÃO DE PINTENSÃO PERMANENTE= 6027.02
PESADA TOTAL=45.21

ESFORÇOS SOLICITANTES EM SERVIÇO		UNID=TONELADA E MÉTRO		
		MOM FLETOR	ESF CORTANTE	MOM TORCOR
CARGAS PERMANENTES		150.50	46.00	0.0
CARGAS VARIÁVEIS		74.20	33.00	0.0
CARGAS TOTAIS		224.70	79.00	0.0

*****VERIFICAÇÃO DAS SOLICITAÇÕES NORMAIS*****

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO-----

**CARGA PERMANENTE

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVIÇO NAS FIBRAS EXTREMAS			UNID=KGF/ICM12	
CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PROT	CARGA VARIÁVEL	ESFORÇO TOTAL
SUPERIOR -23.91	-6.94	-30.85	0.0	-30.85
INFERIOR 34.34	-76.86	-42.52	0.0	-42.52

SATISFAZ A VERIFICAÇÃO DE MICROFISSURAÇÃO CAUSADA PELA COMPRESSÃO

**CARGA TOTAL

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

TENSÕES NORMAIS EM SERVIÇO NAS FIBRAS EXTREMAS			UNID=KGF/ICM12	
CARGA PERMANENTE	PROTENSÃO	C PERM+PROT	CARGA VARIÁVEL	ESFORÇO TOTAL
SUPERIOR -23.91	-5.02	-28.94	-11.79	-40.73
INFERIOR 34.34	-55.66	-21.32	16.93	-4.40

SATISFAZ A VERIFICAÇÃO DE MICROFISSURAÇÃO CAUSADA PELA COMPRESSÃO

AREIA MÍNIMA DAS ARMADURAS ORDINÁRIAS= 13.71 ICM12

SATISFAZ A CLASSE I

-----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-LÍMITE ULTIMO DE PERTURA OU DEFORMAÇÃO PLÁSTICA EXCESSIVA-----

**CARGA PERMANENTE

CALCULO DE ESTADO-LIMITES

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

MOMENTO FLETOR RESISTENTE NO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO PARA O EFORCO NORMAL DADO= 654.55 M.T
SATISFAZEM AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO

**CARGA TOTAL

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÍNIMA

MOMENTO FLETOR RESISTENTE NO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO PARA O EFORCO NORMAL DADO= 643.99 M.T
SATISFAZEM AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO

*****+DIMENSIONAMENTO AO EFORCO CORTANTE*****

**CARGA PERMANENTE

----VERIFICAÇÃO AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

TENSÕES PRINCIPAIS EM SERVIÇO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVIDADE DA SEÇÃO DE CONCRETO
* UNID=KGF/(CM)2 *
SIGMA I= 4.27 SIGMA II= -40.72
SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE DE FISSURAÇÃO

----VERIFICAÇÃO AO ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA----

* TENSÃO DE PROTENSÃO MÁXIMA

A SEÇÃO ENCONTRA-SE NA REGIÃO AB

A VERIFICAÇÃO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LÍMITE ÚLTIMO DE RUPTURA

ÁREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR MÉTRICA DE COMPRIMENTO UNID=(CM)2
ORDINARIA= 4.69
PROTENDIDA= 0.0

**CAPA TOTAL

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO-----

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

TENSOS PRINCIPAIS EM SERVICO ATUANTES NO CENTRO DE GRAVEDADE DA SECCAO DE CONCRETO
* UNID=KGF/1CM12 *

SIGMA I= 2.77 SIGMA II= -29.16
SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE DE FISSURACAO

-----VERIFICACAO AO ESTADO-LIMITE ULTIMO DE RUPTURA-----

* TENSAO DE PROTENSAO MINIMA

A SECCAO ENCONTRA-SE NA REGIAO AB

A VERIFICACAO DO CONCRETO SATISFAZ AO ESTADO-LIMITE ULTIMO DE RUPTURA

AREA DE ARMADURA TRANSVERSAL POR METRO DE COMPRIMENTO UNID=1CM12
QTDIN:2IA= 6.30
PROTEIN:0IA= 0.0

*****DIMENSIONAMENTO A TGRCAO*****

SECCAO VAZADA EQUIVALENTE UNID=CM
AREA= 0. ESPESSURA= 0.

CAPÍTULO VI

CONCLUSÕES

O programa automático que apresenta as qualidades já mencionadas, tem a possibilidade de analisar obras de grande vulto, pois além de poder utilizar armaduras transversais protendidas, possui ampla capacidade neste aspecto, ou seja:

- número de fases de construção e protensão = 20
- número de idades estudadas = 23
- número de cabos para cada fase de protensão =
= 60
- número de níveis de cabos para a totalidade das fases de protensão = 40
- variação de dimensões da secção = 6
- número de níveis dos cabos para cada fase de protensão = 15

Apresenta bastante rapidez na execução, fator de grande importância, e seus resultados foram testados por numerosos e variados exemplos, que foram comparados com os de cálculos manuais.

Esses resultados apresentaram maior economia nas armaduras transversais que resistem ao esforço cortante, em rela-

ção aos da norma brasileira, onde esse tipo de esforço, juntamente com a torção, é abordado de maneira muito precária.

Quanto às solicitações normais, têm as recomendações um maior rigor, porém é necessário lembrar que sua elaboração é resultado de recentes pesquisas em vários países, donde se conclui que esta severidade é necessária à segurança, funcionamento e durabilidade das estruturas.

Este trabalho também apresenta um caráter didático, explicando detalhadamente as recomendações do CEB-FIP e firmando novos conceitos que deverão ser aplicados no país, assim como enorme aplicabilidade no setor profissional, podendo ainda ser utilizado em pesquisas, a fim de verificar resultados de ensaios ou servir de base para elaboração de outros trabalhos técnicos.

BIBLIOGRAFIA

1. Comité Européen du Béton- Fédération Internationale de la Pré-
contrainte - Recommandations Internationales pour le Calcul
et l'Exécution des ouvrages en Béton, Juin 1970.
2. Comité Européen du Béton - Complements, 1971.
3. Associação Brasileira de Normas Técnicas - NB1 - Cálculo e E-
xecução de Obras de Concreto Armado, 1960.
NB2 - Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado, 1961.
P-NB 116 - Cálculo e Execução de Obras de Concreto Protendido
4. Comité Européen du Béton - Bulletin d'Information nº 76,
Mars 1971.
5. Leonhardt, F. - Effort tranchant et Torsion en Béton Précon-
traint, Annales de l'I.T.B.T.P. nº 280, Avril 1971.
6. Lambert, P. and Thürliman, B. - Ultimate Strength and Design
of Reinforced Concrete Beams in Torsion and Bending, Mémoi-
res, Association Internationale des Ponts et Charpentes, 1971.
7. Lobo Carneiro, F.L. - Comentários sobre a Norma Brasileira
P-NB 116, Estrutura nº 51, 1963.
8. Comité Européen du Béton - Bulletin d'Information nº 70, Dé-
cember 1968.
9. Yamagata, N. - Dimensionamento de secções de peças de concre-
to armado submetidas a flexão composta normal, COPPE 1971.

10. Comité Européen du Béton - Bulletin d'Information n° 68, Août 1968.
11. Association Française du Béton - État Actual de la Réglementation Française du Béton Précontraint, Annales de l'I.T.B. T.P. n°s. 295 e 296, Juillet-Août 1972.
12. Guyon, Y. - Construction en Béton Précontraint, vol. 1 e 2, Éditions Eyrolles, Paris 1966 e 1968.
13. Leonhardt, F. - Hormigon Pretensado, Instituto Eduardo Torroga de la Construcción y del Cemento, Madrid 1967.
14. Lobo Carneiro, F. L. - Resistência ao esforço Cortante no Concreto Armado e Pretendido, Estrutura n° 53, 1963.
15. Courbon, J. - L'Influence du Fluage Linéaire sur l'Equilibre des Systèmes Hyperstatiques en Béton précontraint, Annales de l'I.T.B.T.P. n° 242, Février 1968.
16. Montoya, J. - Hormigon Armado, Editorial Gustavo Gili, S.A. Barcelona 1969.
17. Pfeil, W. - Concreto Armado-Dimensionamento, Ao Livro Técnico 1969.
18. Pacitti, T. - Fortran Monitor- Princípios, Ao Livro Técnico 1970.
19. Lobo Carneiro, F.L. - Aplicações da Teoria da Plasticidade ao Concreto, COPPE 1968.
20. Spiegel, M. - Mathematical Handbook of Formulas and Tables, McGraw-Hill, New York 1968.