

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
ÁREA DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

CONTRIBUIÇÃO AO CÁLCULO DE PONTES
EM BALANÇOS PROGRESSIVOS

ENG^o ROBERTO CHUST CARVALHO

SÃO CARLOS, AGOSTO DE 1987

CONTRIBUIÇÃO AO CÁLCULO DE PONTES
EM BALANÇOS PROGRESSIVOS

ENGº ROBERTO CHUST CARVALHO

Dissertação apresentada à
Escola de Engenharia de São Carlos,
da Universidade de São Paulo, como
parte dos requisitos para a obtenção
do título de "Mestre em Engenharia
de Estruturas"

ORIENTADOR
PROF. DR. ILIO MONTANARI

A meus pais,
Regina, Renata e Rodrigo.

A G R A D E C I M E N T O S

O autor agradece ao Professor Dr. Ilio Montanari pela segura orientação durante a execução deste trabalho.

Agradece ao Professor Msc. Francisco Antonio Menezes, colega docente, pelo auxílio nos trabalhos de programação.

Aos colegas do Departamento de Construção Civil da Faculdade de Engenharia de Limeira - UNICAMP, pelo incentivo e sugestões.

Ao Sr. Raimundo França, datilógrafo, e a Sra. Dalva Maria Michel Ferrari, desenhista eficiente, pelo excelente trabalho.

R E S U M O

Este trabalho apresenta alguns dos critérios, a serem utilizados no projeto de pontes construídas em balanços progressivos, enfatizando a otimização da geometria da estrutura, determinação do número mínimo de cabos e a análise do comportamento estrutural ao longo do tempo.

O objetivo é permitir um detalhamento do projeto com segurança e precisão com uma velocidade maior. Por esta razão o desenvolvimento deste trabalho é feito de maneira a permitir a criação de um número de programas automáticos, um para cada capítulo, tornando mais fácil para o projetista a determinação da melhor solução para a estrutura e traçado de cabos.

Na análise do comportamento estrutural ao longo do tempo é utilizado, quando necessário, o código modelo CEB/FIP 80 e os boletins específicos.

Resolve-se finalmente um exemplo numérico de uma ponte em balanços progressivos com três vãos no intuito de elucidar os métodos e critérios usados no trabalho.

A B S T R A C T

This work shows some of criteria, to be used in the design of bridge built incantilever, emphasizing the optimization of the structure geometry, determination of the minimum number of cables and the analysis of the time-dependent structural behaviour.

Its purpose is to allow a quicker detailing with safety and reasonable accuracy. For this reason the development of this paper is done to allow the creation of a number of automatic programs, one for each chapter, making it easier to the designer to select the best solution for the structure and cable layout.

The model code CEB/FIP 80 and the specific bulletins are used, when necessary, in the analysis of the time-dependent structural behavior.

Finally a numerical example of a cantilever beam, with three spans is solved to explain the methods and criteria used in this paper.

N O T A Ç Õ E S

Índice Inferior

- adj - ajustamento
- b - bruto
- c - relativo ao concreto, relativo à deformação lenta, relativo a cabos
- crit - crítico
- ef - efetivos
- g - relativo à carga permanente
- h - homogêneo
- i - relativo ao elemento genérico i
- inf - refere-se ao bordo inferior
- k - valor característico
- max - valor máximo
- min - valor mínimo
- o - inicial
- p - protensão
- q - relativo à carga acidental
- r - relativo à relaxação
- s - relativo à armadura, relativo à retração
- sup - refere-se ao bordo superior
- t - total

Índice Superior

- el - elástico

Valores Lineares

- e - excentricidade do cabo na direção y
- l - vão livre do trecho do balanço

- r - raio da curva circular
- x, y - coordenadas nas direções dos eixos coordenados
- ϕ - diâmetro

Características da seção transversal

- A - área da seção transversal
- I - momento de inércia à flexão
- h - altura da seção transversal
- y_{inf} - distância do c.g. à borda inferior
- y_{sup} - distância do c.g. à borda superior
- W - módulo de resistência da seção

Características do material

- E_c - módulo de deformação longitudinal do concreto
- E_p - módulo de deformação médio da cordoalha de protensão
- f_{ck} - tensão de compressão característica no concreto
- $f_{p,0,1k}$ - tensão nominal, característica correspondente à deformação de 1%
- f_{ptk} - tensão limite nominal característica a tração da cordoalha de protensão
- α_e - relação entre os módulos de deformabilidade do aço e do concreto.
- $\bar{\sigma}_c$ - limite da tensão de tração do concreto ou quando for o caso a menor tensão de compressão
- $\bar{\sigma}'_c$ - limite de tensão de compressão no concreto

Cargas

- g - carga permanente distribuída ao longo do eixo da viga

- N - força normal ao plano y-z, positivo quando de compressão.
- q - carga acidental distribuída ao longo do eixo da viga

Esforços

- M - momento fletor. M é positivo quando provoca tração na fibra interna
- V - Força cortante

Específicos

- α - ângulo genérico
- μ - coeficiente de atrito cabo-bainha
- β - coeficiente de desvio angular linear do cabo
- λ - coeficiente que depende do meio ambiente
- φ - coeficiente de deformação lenta
- t - tempo
- ξ, κ, ζ - coeficientes

Í N D I C E

1 - APRESENTAÇÃO	1
I - DETERMINAÇÃO DA GEOMETRIA E ESFORÇOS SOLICITANTES DAS VIGAS PRINCIPAIS	I.1
I.1 - Introdução	I.1
→ I.2 - Determinação da altura mínima da seção de apoio do balanço	I.8
→ I.3 - Variação da altura do trecho em balanço.	I.15
I.4 - Cálculo dos esforços solicitantes	I.17
II - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL DE PROTENSÃO	II.1
II.1 - Generalidades	II.1
II.2 - Estudo da possibilidade de solução ...	II.3
II.3 - Estudo do valor de e_p que conduz ao menor n_c	II.7
II.4 - Síntese	II.8
III - CÁLCULO DAS PERDAS IMEDIATAS	III.1
III.1 - Generalidades	III.1
III.2 - Cálculo das características geométricas líquidas e homogeneizadas	III.2
III.3 - Perda por atrito	III.6
III.4 - Perda por deformação da ancoragem ...	III.11
III.5 - Perda por deformação instantânea do concreto	III.16
IV - PERDAS DE PROTENSÃO AO LONGO DO TEMPO	IV.1
IV.1 - Introdução	IV.1
IV.2 - Expressões para o cálculo da retração, deformação lenta do concreto e relaxação da armadura	IV.3
IV.3 - Cálculo da deformação específica do concreto considerando os efeitos da retração e deformação lenta	IV.12

IV.4 - Cálculo da perda de protensão por re- tração e deformação lenta.....	IV.17
IV.5 - Cálculo da perda de protensão conside- rando a relaxação da armadura	IV.20
V - CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES E AVALIAÇÃO DO MOMENTO DE FECHAMENTO DA ESTRUTURA	V.1
V.1 - Introdução	V.1
V.2 - Cálculo das deformações do trecho da es- trutura em balanço	V.4
V.3 - Estimativa do momento de fechamento da estrutura	V.8
VI - EXEMPLO NUMÉRICO	VI.1
VI.1 - Introdução	VI.1
VI.2 - Descrição da estrutura e dados a consi- derar	VI.1
VI.3 - Cálculo dos esforços solicitantes	VI.5
VI.4 - Traçados dos cabos.....	VI.10
VI.5 - Cálculo das perdas imediatas	VI.17
VI.6 - Perdas ao longo do tempo	VI.28
VI.7 - Avaliação do momento de fechamento ...	VI.42
VI.8 - Otimização da geometria	VI.44
VII - CONSIDERAÇÕES FINAIS	VII.1
BIBLIOGRAFIA	B.1
ANEXO I - PROGRAMA AUTOMÁTICA PARA O CÁLCULO DE ES- FORÇOS PERMANENTES:.....	A.I.1
ANEXO II - TENSÃO NOS CABOS DE PROTENSÃO CONSIDERA- DAS AS PERDAS IMEDIATAS DE ATRITO E DE- FORMAÇÃO DA ANCORAGEM	A.II.1

APRESENTAÇÃO

As estruturas de pontes construídas em balanços progressivos são extremamente adequadas para vencer vãos livres grandes, sem necessidade de execução de escoramento.

O escoramento de uma ponte pode perturbar a circulação embaixo da mesma, pode ser exposto em perigo pelo curso de água, pode acarretar dispêndio excessivo por sua eventual grande altura.

Para se eliminar o escoramento pode-se lançar as vigas sobre os pilares. Porém quando se deseja vencer grandes vãos livres, de até 240m, é preferível, por questões econômicas adotar-se o método construtivo dos balanços progressivos.

Algumas das situações citadas anteriormente podem ser ilustradas através dos exemplos seguintes, de obras construídas em balanços progressivos: Ponte Rio Niterói (vão de 80m) em que era necessário permitir a circulação marítima na fase de execução da ponte; Ponte do Estreito sobre o Rio Tocantins (vão de 140m), em que havia o perigo da correnteza arrastar o escoramento e o Viaduto São João da Boa Vista - Ferrovia do Aço (vão máximo de 65m) que transpõe uma garganta profunda, que tornaria a execução do escoramento dispendiosa.

Acrescentam-se ainda, algumas outras condições, que levam à escolha desta solução, como rapidez e industrialização (no caso de utilização de elementos pré-moldados); redução do número de pilares e fundações; utilização de equipamentos relativamente simples e baratos (no caso de se utilizar a concretagem das aduelas no local) e, obviamente, a reutilização das formas.

As construções de pontes em balanços progressivos deverão se intensificar muito no país, pois há um grande número de rios caudalosos, além de uma região bastante acidentada que engloba os estados de São Paulo, Rio de Janeiro

ro, Paraná e Minas Gerais.

Vale a pena ressaltar, que a técnica de execu o em balanços progressivos foi idealizada por Emílio Baumgart, em 1930, quando projetou a ponte sobre o Rio dos Peixes [18] * (pág. 80), em Santa Catarina, cujo v o livre do tramo central de 68m, constituía recorde mundial na época. Sérgio Marques de Souza e associados em 1960, construíram em apenas 9 meses a Ponte do Estreito [18] (pág. 86), sobre o Rio Tocantins, na Belém-Brasília, com um v o livre de 140m recorde mundial até a constru o da Ponte de Bendorf (Alema ha) em 1962.

Destacada pois a importância do tipo de estrutura em questão, verifica-se porém a escassa bibliografia a respeito, mormente em língua portuguesa.

Sentiu-se então a necessidade de um estudo mais detalhado a respeito, pois sendo obras de grande porte, custo global alto e com um número grande de etapas executivas, o desenvolvimento de seus projetos deve levar em conta os diversos fatores intervenientes. Dentre estes pode-se citar: geometria variável; evolu o dos esforços de protensão ao longo do tempo; altera o da condi o estrutural em um certo tempo; controle de deforma o; não homogeneidade viscoelástica e outros mais. Geralmente estes fatores são considerados no cálculo de maneira aproximada e alguns até mesmo desprezados. Como exemplo deve-se citar que   normal considerar-se características viscoelásticas iguais para todas as aduelas.

Este trabalho tem como objetivo estabelecer critérios de cálculo, que permitam pr -dimensionar a superestrutura, a armadura longitudinal de protensão e verificar as condi es de utiliza o da viga principal de pontes em balanços progressivos, levando em conta, sempre que possível, todos os principais fatores que interv m no problema. Procura-se ainda   luz de novos conceitos, principalmente os emitidos no CEB 80 [9] levantar questões que permitam uma melhor compreensão do comportamento ou a realiza o mais

* Os números entre colchetes referem-se   bibliografia.

rápida e econômica de projetos deste tipo.

Os capítulos de I a V foram montados na mesma ordem seguida no desenvolvimento de um projeto.

O capítulo I aborda a escolha da geometria mais adequada para a superestrutura, além de focar o cálculo dos esforços solicitantes de peso próprio e carga accidental.

O capítulo II trata do pré-dimensionamento da armadura longitudinal de protensão, enquanto o capítulo III estabelece a sequência e os critérios utilizados para o cálculo das perdas imediatas de protensão.

O cálculo das perdas ao longo do tempo é equacionada no capítulo IV, sendo utilizado neste caso as prescrições do anexo e do CEB-80 [9], além das orientações contidas nos boletins de informações n.ºs 129 [10] e 136 [11] do próprio CEB. Considera-se, neste caso, a variação das características viscoelásticas, e a interação entre a deformação lenta e retração do concreto com a relaxação do aço. Avalia-se, além das perdas no tempo infinito, as perdas que ocorrem em um tempo qualquer.

No capítulo V calculam-se as deformações ao longo do tempo e avaliam-se os esforços que surgem, quando se estabelece a continuidade da estrutura através do fechamento da parte central do trecho em balanço. Procurou-se estudar, neste caso, a estrutura cujas aduelas são moldadas no local e em tempos diferentes, possuindo portanto características viscoelásticas diferentes, por ser esta a situação mais geral. Ao contrário do que é feito usualmente na prática, levou-se em conta, no cálculo dos esforços devido ao fechamento da estrutura, a variação das características viscoelásticas ao longo da mesma.

O capítulo VI é constituído de um exemplo numérico que aborda os assuntos tratados nos capítulos anteriores. Este capítulo tem dois objetivos: definir as dificuldades encontradas na realização dos cálculos e colher subsídios para conclusões sobre critérios de cálculo, diretrizes de projeto, etc.

As conclusões do presente trabalho são apresentadas no capítulo VII, assim como levantadas algumas sugestões, que propiciem a continuidade dos estudos aqui iniciados.

CAPÍTULO I

DETERMINAÇÃO DA GEOMETRIA E ESFORÇOS SOLICITANTES DAS VIGAS PRINCIPAIS

I.1 - Introdução

Conforme foi realçado anteriormente, o processo de execução em balanços progressivos visa evitar a utilização de escoramento em tramos de grandes vãos. Ao contrário do processo de execução de "elementos prē-moldados", em que se lança o tramo inteiro de uma viga da ponte, no de balanços progressivos lança-se, sequencialmente, trechos pequenos (de 3 a 5m) do tabuleiro, denominados aduelas.

* O lançamento das aduelas é feito a partir de dois pilares na direção do meio do vão, compreendido entre eles (fig. I.1), ou de um pilar em direção a outro contíguo. Cada aduela lançada é fixada à anterior, em geral, através da protensão de cabos longitudinais caracterizando, pelo menos nas fases construtivas intermediárias, uma estrutura em balanço.

* Para executar o lançamento das aduelas pode-se usar treliças conforme mostra a fig. I.1.

* Pode-se optar pela execução de balanços com aduelas concretadas no local. Nesse caso utiliza-se um equipamento simples, que trabalhando em balanço permite a execução de uma plataforma de trabalho que é usada para montagem das formas, conforme mostra a fig. I.2.

Para efeito deste trabalho entende-se por ponte em balanços progressivos aquela que apresenta, em pelo menos um tramo, as técnicas construtivas descritas anteriormente.

* Quanto ao esquema estrutural, as pontes em balanços progressivos podem ser: em pórticos com ligações articuladas; pórticos isostáticos com viga Gerber; pórticos ou vigas com estabelecimento da continuidade e finalmente pórticos mistos. Estes tipos de estrutura estão representados na Fig. I.3.

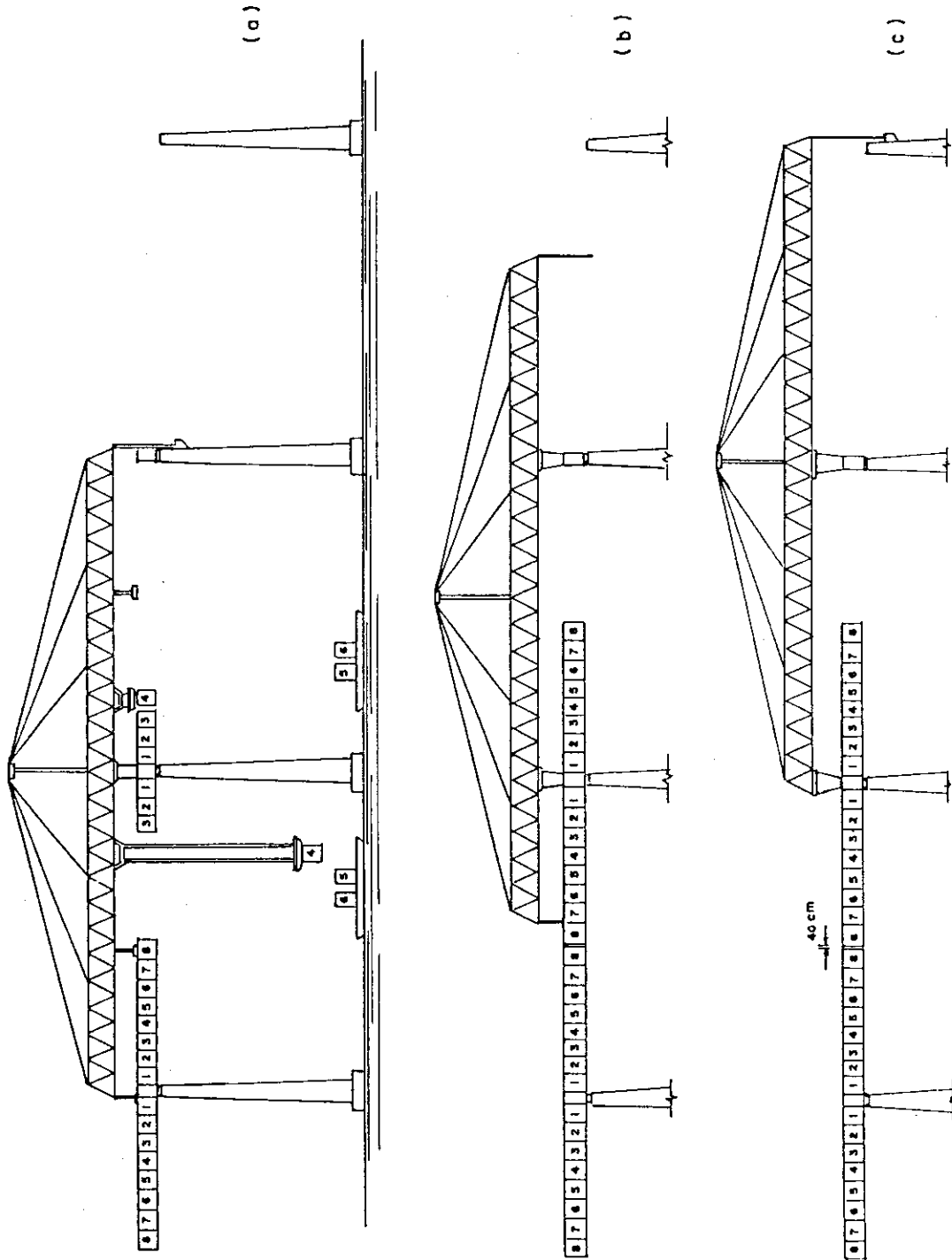


FIG. I.1 - PONTE EM BALANÇOS PROGRESSIVOS USANDO TRELIÇA LANÇADORA E ADUELAS PRÉ - MOLDADAS

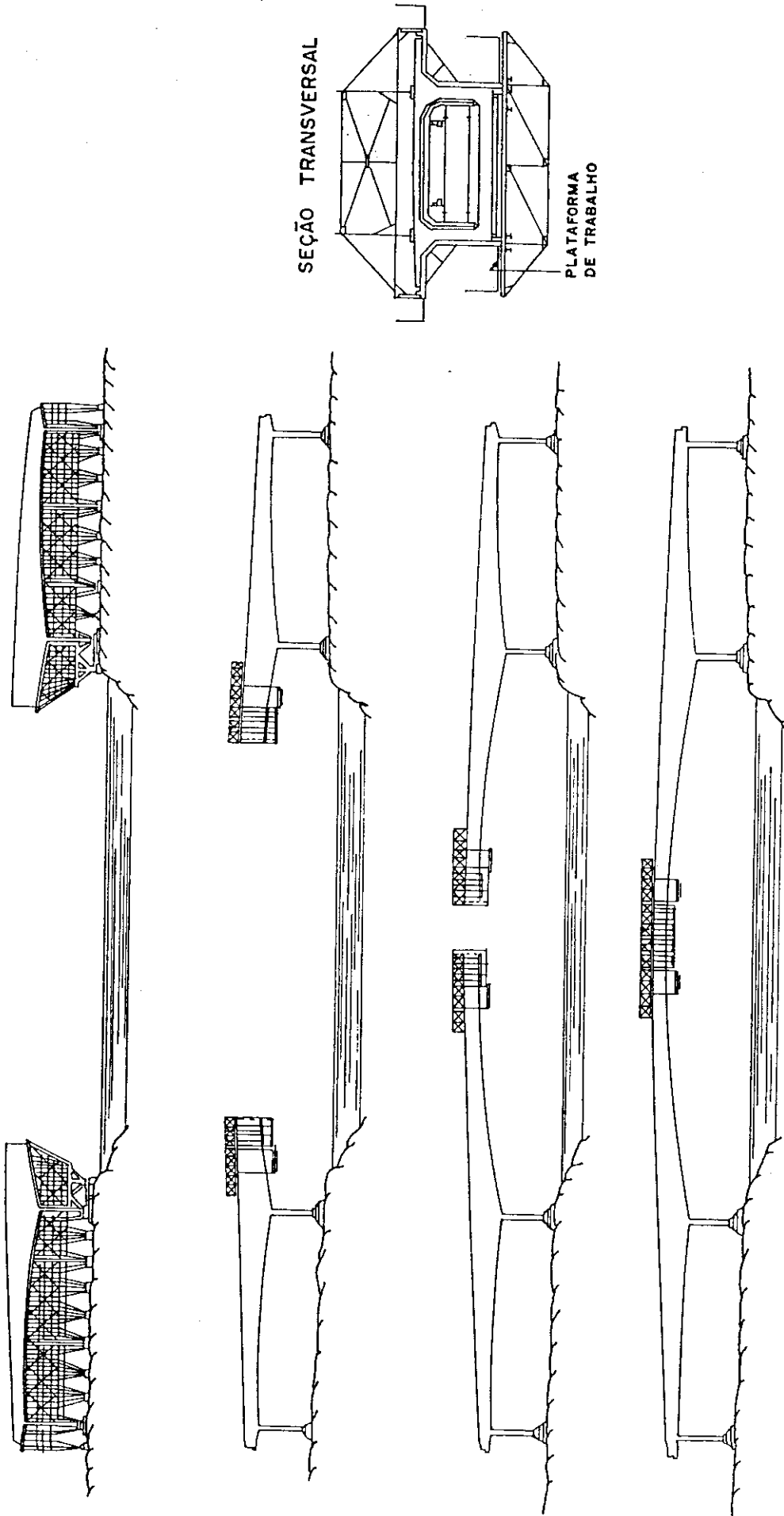
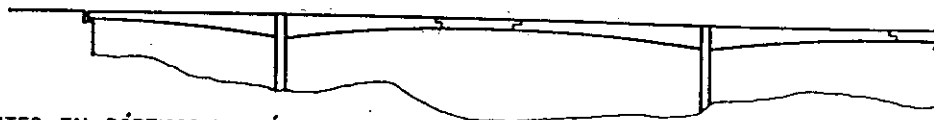


FIG.1.2 - PONTE EM BALANCOS PROGRESSIVOS COM ADUELAS CONCRETADAS NO LOCAL

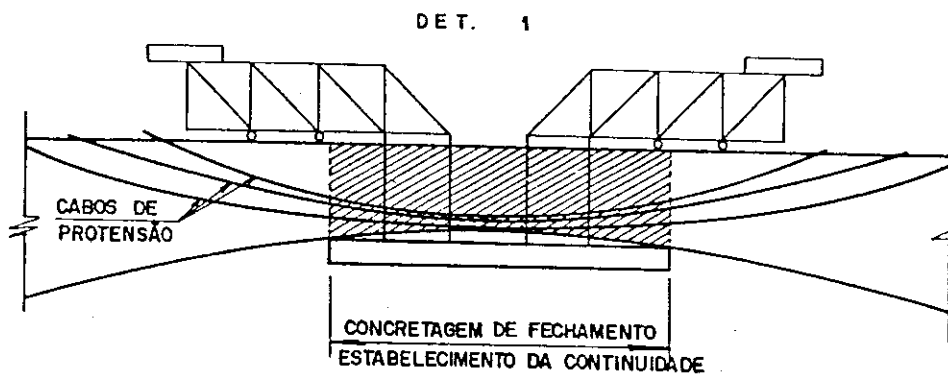
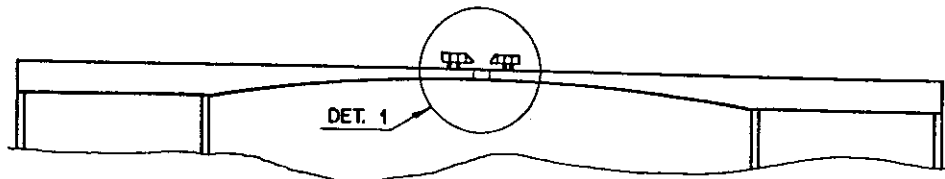
*



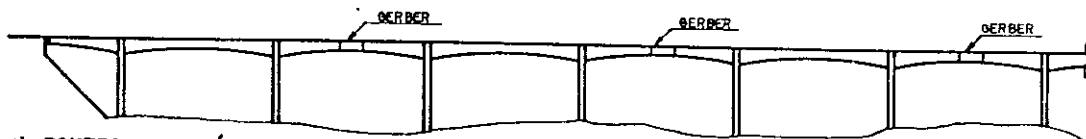
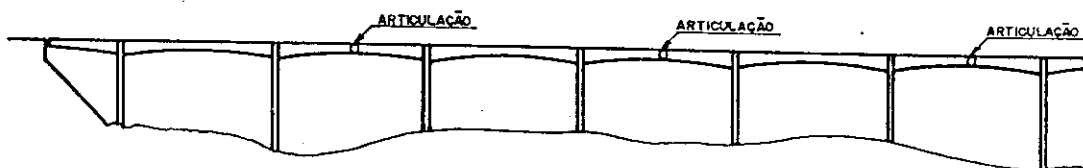
a) PONTES EM PÓRTICOS COM LIGAÇÕES ARTICULADAS



b) PONTES EM PÓRTICOS ISOSTÁTICOS COM VIGA GERBER.



c) PONTES EM VIGA COM ESTABELECIMENTO DE CONTINUIDADE



d) PONTES EM PÓRTICOS MISTOS

FIG.I.3.- ESQUEMA ESTRUTURAL DOS DIVERSOS TIPOS DAS PONTES EM BALANÇOS PROGRESSIVOS

A utilização de articulações nas pontes em balanços progressivos tem como objetivo permitir as deformações decorrentes da variação de temperatura, retração e deformação lenta. Nos pórticos com uma articulação central é possível corrigir-se uma eventual diferença de nível que ocorra entre os dois balanços durante a construção, porém para tanto é necessário introduzir esforços externos.

Um problema que pode acontecer, nos pórticos com articulação central, é que a deformação ao longo do tempo provocará, dependendo do valor do vão do tramo, um ponto anguloso no perfil longitudinal da estrutura. Esta situação é atenuada quando utiliza-se a viga Gerber no trecho central.

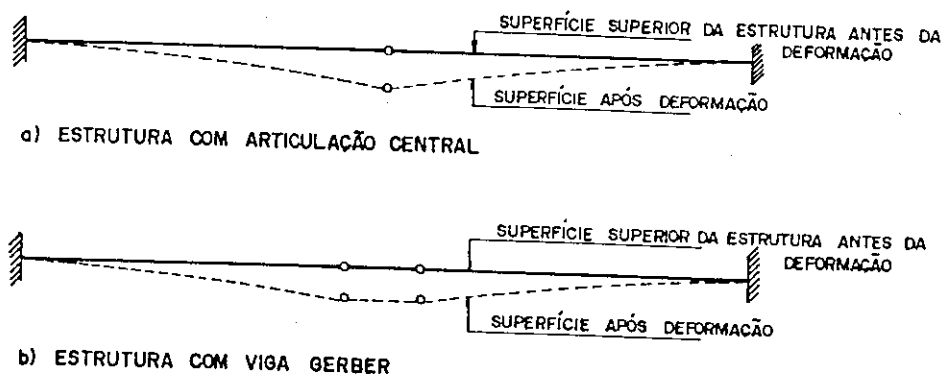


FIG. I.4 - DEFORMAÇÃO DAS ESTRUTURAS COM ARTICULAÇÃO E VIGA GERBER

A figura I.4 mostra a deformação que as estruturas nos esquemas descritos anteriormente, têm ao longo do tempo.

Com a utilização da viga Gerber consegue-se também uma redução do momento fletor de peso próprio nas seções extremas do tramo. A desvantagem desse esquema estrutural é a necessidade de um número maior de aparelhos de apoio.

Quando as aduelas são concretadas no local evita-se o emprego do trecho em Gerber, pois seria necessário utilizar um equipamento de lançamento específico, uma

vez que a estrutura que serve para executar as aduelas não tem capacidade de suportar aquele trecho.

Segundo Leonhardt [17] (pág. 45) a grande vantagem do processo dos balanços progressivos com concretagem no local é a possibilidade de se dispor a armadura longitudinal para a limitação da fissuração através das juntas de concretagem, de modo a tornar possível uma protensão limitada ou parcial. A desvantagem desta solução é a velocidade de execução que é bem menor que a de aduelas pré-moldadas.

Com o estabelecimento da continuidade da estrutura (Fig. I.3.c) evita-se colocar um número maior de aparelhos de apoio, ou equipamento especial de lançamento, além de se conseguir uma estrutura mais estável. Ainda nesse caso tem-se também um momento menor no apoio que o do esquema estrutural com articulação central. Isto é válido para a carga acidental e também para a carga permanente, desde que a concretagem seja feita no local (ver capítulo V).

As grandes desvantagens do estabelecimento da continuidade da estrutura são: os esforços que surgem pela variação de temperatura e a incerteza sobre os valores dos esforços que são introduzidos devido ao impedimento das deformações diferidas.

No caso de se utilizar aduelas pré-moldadas os esforços devido ao impedimento das deformações diferidas é desprezível conforme será mostrado no capítulo V.

Finalmente quando a extensão da obra de arte é muito grande, pode-se usar pórticos em que é estabelecida a continuidade das estruturas no encontro de alguns balanços, e utilizadas articulações ou viga Gerber nos vizinhos, como é caso da estrutura da figura I.3.d.

As pontes em balanços progressivos são pois isostáticas para efeito de cálculo de esforços solicitantes de peso próprio das aduelas. Quanto aos demais carregamentos, deve ser levado em conta o esquema estrutural escolhido. Neste trabalho será dada ênfase ao esquema em que se es

tabelece a continuidade da estrutura, pois para este caso, excetuando o carregamento de peso próprio das aduelas, os carregamentos estarão atuando em uma estrutura hiperestática, e não ficará difícil adaptar os critérios de cálculo desta situação para as demais.

As pontes em balanços progressivos podem ser classificadas, como viu-se anteriormente em: compostas de a duelas pré-moldadas e compostas de aduelas moldadas no local.

No primeiro caso, houve uma tendência inicial em se utilizar altura constante para as vigas, facilitando o reaproveitamento de formas. Porém já há muito tempo tem-se usado solução em altura variável; como é exemplo a Ponte de Oleron, França (1964). O cálculo estrutural no caso de altura constante torna-se bem mais simples, e é claro, um caso particular da solução em altura variável.

Quando o vão livre a ser vencido cresce, torna-se antieconômico utilizar estrutura de altura constante. Percebe-se então, nestas situações, a conveniência de lançar mão da variação: da altura da seção transversal, da espessura da laje inferior e por vezes também da espessura das almas das vigas.

* Assim é necessário em um primeiro passo, estabelecer critérios de cálculo que permitam pré-dimensionar a altura das seções transversais mais solicitadas e definir como se fará a variação da altura, levando-se em conta sempre o menor consumo de material e a facilidade de execução da obra.

* Uma vez estabelecidos o esquema estrutural e a geometria da seção transversal, pode-se proceder o cálculo dos esforços solicitantes, exceto os devidos a protensão (isostático e hiperestáticos) e os que são originados pela mudança do esquema estrutural após decorrido um tempo t_1 da execução da primeira aduela (cap. V). Os esforços de protensão são poderão ser calculados com boa precisão, após a execução do "traçado dos cabos". Como estes esforços, dependem das perdas imediatas e ao longo do tempo, serão cal-

culados com os critérios descritos nos capítulos III e IV. O esforço proveniente do estabelecimento da continuidade se rá determinado no capítulo V.

Neste primeiro capítulo trata-se, em primeiro lugar da discussão da geometria a ser adotada, estabelecendo-se apõs, o roteiro e os critérios a serem utilizados no cálculo das cargas permanentes e das acidentais verticais.

I.2 - DETERMINAÇÃO DA ALTURA MÍNIMA DA SEÇÃO DE APOIO DO BALANÇO

* Uma tentativa de se determinar a geometria mais adequada é feita por Guyon [15] (pág. 202). Ele parte do estudo da altura mínima necessária na seção do engaste do balanço supondo a estrutura com o bordo inferior curvo.

Pode-se chegar a expressões idênticas supondo a igualdade numérica entre os momentos de protensão e os de carga de peso próprio mais acidental.

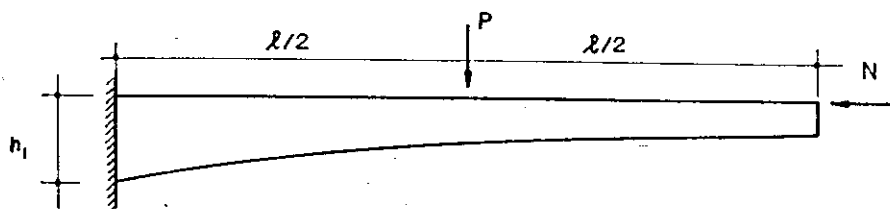


FIG.I.5 - DETERMINAÇÃO DE h_1

Seja o balanço da fig. I.5, em que P representa a resultante de carga permanente e acidental. Supondo-se, neste caso particular, a carga permanente e a carga acidental uniformemente distribuída, a resultante estará a $\lambda/2$ do engaste. Assim $P = (g + q)\lambda$, onde g é a taxa de carga permanente e q a da carga acidental.

Sendo N a resultante do esforço de protensão, e conforme hipótese anterior pode-se escrever:

$$N h_1 = \frac{P \ell}{2} \quad \text{ou} \quad N = \frac{(g + q) \ell^2}{2h_1} \quad \dots(I.1)$$

Sendo A_i o valor da área da mesa inferior e $\bar{\sigma}_c$ a tensão de compressão limite do concreto, deve-se ter (supondo que a alma não participe da resistência a flexão),

$A_i \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_c}$ e portanto no mínimo:

$$A_i = \frac{(q + q) \ell^2}{2h_1 \bar{\sigma}_c} \quad \dots(I.2)$$

Chamando A_c a área total da seção l/μ a relação A_i/A_c e lembrando que $g = \gamma A_c$ (caso de carga uniformemente distribuída) tem-se:

$$\frac{1}{\mu} A_c = \frac{\ell^2}{2\bar{\sigma}_c h_1} (q + \gamma A_c)$$

ou então

$$A_c = \frac{q \ell^2}{2\bar{\sigma}_c h_1} \cdot \frac{\mu}{\left(1 - \frac{\gamma \ell^2 \mu}{2\bar{\sigma}_c h_1}\right)} \quad \dots(I.3)$$

onde γ é o peso específico do concreto.

A área necessária para resistir à carga acidental será chamada de área útil A_u . Seu valor pode ser obtido de I.3, considerando γ igual a zero, o que resulta em:

$$A_u = \frac{u q \ell^2}{2\bar{\sigma}_c h_1}$$

Desta forma a expressão I.3 pode ser escrita:

$$A_c = \frac{A_u}{\left(1 - \frac{\gamma \ell^2 \mu}{2\bar{\sigma}_c h_1}\right)} \quad \dots(I.4)$$

No caso em que o bordo inferior \bar{e} é definido por uma parábola do 2º grau (com altura nula na extremidade livre do balanço) o raio de curvatura tem para valor:

$$\frac{\ell^2}{2h_1}$$

Desta forma designa-se a relação acima por ρ , independentemente do tipo de equação que se tem para o bordo inferior.

Note-se que quando h_1 diminui, ρ aumenta, o denominador de I.4 diminui e a área de concreto necessária aumenta. Percebe-se também que se o valor numérico de ρ for igual a:

$$\frac{\bar{\sigma}_c}{\gamma \mu}$$

será necessária uma área A_c infinita dando-se portanto a este valor o nome de ρ_{crit} e tem-se a seguinte expressão:

$$A_c = \frac{A_u}{\left(1 - \frac{\rho}{\rho_{crit}}\right)} \quad \dots(I.5)$$

Deste modo se para determinada curva escolhida para o bordo inferior ρ for igual ao ρ_{crit} só haverá, então, possibilidade de se resistir ao peso próprio, e se for maior não será possível nem mesmo resistir ao peso próprio.

Na verdade a obtenção da expressão I.5 é feita através de uma série de aproximações que podem mascarar o problema. Entre as simplificações introduzidas destacam-se:

- a) as almas não podem ser simplesmente ignoradas na contribuição da zona de compressão do concreto;
- b) o braço da alavanca entre a força de compressão no concreto e o esforço de protensão não é igual a altura da seção, e sim uma parcela desta;
- c) a relação l/μ é variável e depende, por exemplo, da largura da laje inferior e da sua espessura;
- d) a resultante do peso próprio e da carga acidental não passa a $l/2$ do balanço e depende fundamentalmente do tipo de curva escolhida para o bordo inferior;
- e) a variação da espessura da laje inferior influi também na posição da resultante, e na relação l/μ ;
- f) a análise feita só leva em conta o problema da flexão, não considerando o efeito do cisalhamento.

Desta forma, para se levar em conta algumas das influências descritas anteriormente, reescreve-se a fórmula (I.3) que fica:

$$* \quad A_c = \frac{\Delta q l^2 \mu}{2 \bar{\sigma}_c h_1 \left(\zeta - \frac{\kappa l^2 \mu \xi \gamma}{2 \bar{\sigma}_c h_1} \right)} \quad \dots(I.6)$$

onde:

- Δ = coeficiente usado para corrigir o ponto de aplicação da resultante da carga acidental (em geral diferente de $l/2$);
- ξ = idem a Δ , para o caso de carga permanente;
- κ = coeficiente que corrige o valor da resultante de peso próprio, pois esta não é igual ao produto da taxa de carga permanente máxima multiplicada pelo valor do vão do balanço;
- ζ = coeficiente que multiplicado pela altura

fornece o valor do braço de alavanca.

Não havendo peso próprio a área de concreto necessária, será designada por área útil, A_u e é dada por:

$$\ast A_u = \frac{\Delta q \ell^2 \mu}{2 \bar{\sigma}_c h_1 \zeta} \quad \dots(I.7)$$

O valor de ρ crítico, analogamente ao encontrado anteriormente, passa a valer:

$$\ast \rho_{crit} = \frac{\bar{\sigma}_c \zeta}{\gamma \xi \kappa \mu} \quad \dots(I.8)$$

Os valores de μ e ζ deverão ser obtidos, a partir da experiência, pois fica difícil equacioná-los.

O coeficiente Δ se aproxima de 1 quando a continuidade não é estabelecida. É bom lembrar que se considera aqui uma pequena influência das cargas concentradas do trem-tipo. No caso em que a continuidade é estabelecida, a carga acidental atua em uma estrutura contínua. Para se ter uma idéia do valor de Δ , nestes casos, pode-se resolver a estrutura mostrada na Fig. I.6. Calcula-se o momento de engastamento desta estrutura, e da mesma forma o da estrutura em balanço com vão ℓ . Compara-se em seguida, os dois momentos, obtendo-se o valor de Δ

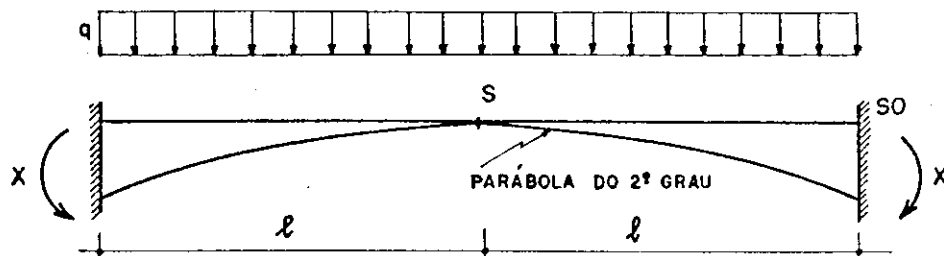


FIG. I.6 - DETERMINAÇÃO DO MOMENTO DE ENGASTAMENTO DEVIDO A CARGA ACIDENTAL, VARIAÇÃO PARABÓLICA DE ALTURA

Supondo uma relação entre as inércias das seções S e S0 de 0,10, para a estrutura da figura I.7, chega-se a um momento X igual a 0,416 q l² e assim o valor de Δ valeria 0,832. Na mesma situação supondo uma variação linear para o bordo inferior, chega-se a Δ = 0,831, valor portanto praticamente igual, ou seja, a influência da curva no valor de Δ é pequena. Isto é válido para relações de inércias diferentes de 0,10, como é possível constatar comparando as tabelas respectivas de fator de carga de 2ª espécie.

O produto de valores ξ . κ pode ser obtido diretamente no cálculo dos momentos de engastamento das estruturas a, b e c da Fig. I.8.

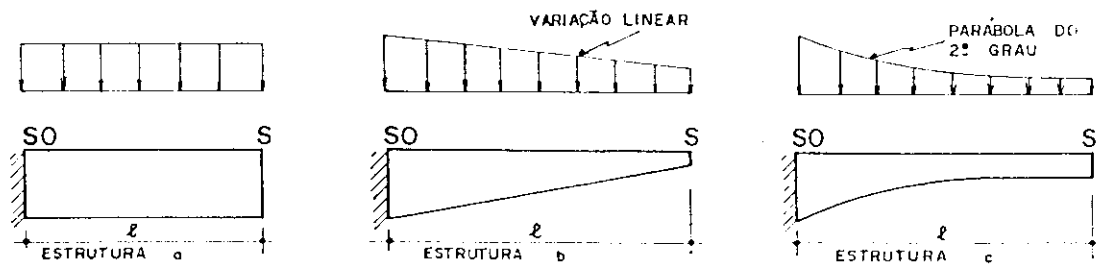


FIG. I.7 - PESO PRÓPRIO PARA AS DIVERSAS VARIÁÇÕES DE ALTURA DA ESTRUTURA.

Chamando as áreas nas seções S0 e S de A_{S0} e A_S , obtêm-se os seguintes momentos:

$$\text{caso a) } M = \frac{\gamma A_S l^2}{2}$$

$$\text{caso b) } M = (0,333 A_S + 0,167 A_{S0}) l^2 \gamma$$

$$\text{caso c) } M = (0,416 A_S + 0,083 A_{S0}) l^2 \gamma$$

Usando a relação de A_S/A_0 igual a 0,5 tem-se respectivamente os seguintes momentos:

$$\text{a) } 0,5 \gamma A_{S0} l^2$$

b) $0,332 \gamma A_{S0} l^2$

c) $0,291 \gamma A_{S0} l^2$

e a diferença irá crescendo na medida em que diminui a relação A_S/A_{S0} . Na Fig. I.8 apresenta-se o produto $\xi \cdot \kappa$ em função da relação A_S/A_{S0} .

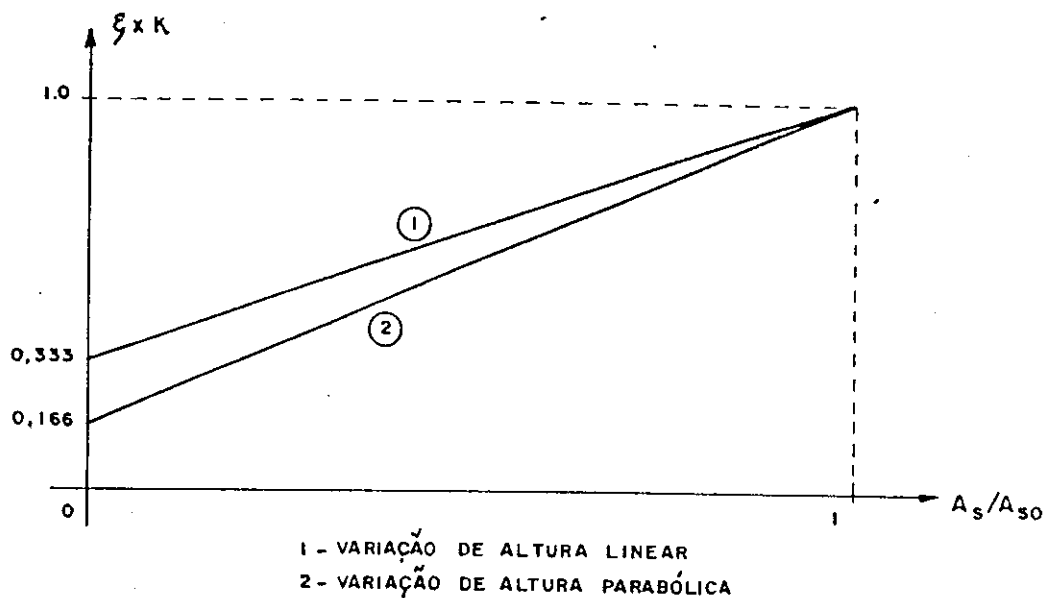


FIG. I.8 - VARIACÃO DOS COEFICIENTES $\xi \cdot \kappa$

Desta maneira para que haja possibilidade de se resistir aos esforços de carga permanente deve-se ter:

$$\rho = \frac{l^2}{2h_1} < \frac{\bar{\sigma}_c \zeta}{\mu \gamma \xi \kappa}$$

e portanto:

$$h_1 \geq \frac{\mu \gamma \xi \kappa l^2}{2 \bar{\sigma}_c \zeta} \quad \dots(I.9)$$

O valor de h_1 fornecido por I.9 seria o míni

mo que a seção de apoio deveria ter, para resistir aos esforços de peso próprio, assim é conveniente majorar este valor em torno de 30 a 40% (relação tirada da prática)

Portanto a fórmula I.9 passa a ter a seguinte representação:

$$* \quad h_1 \geq 1,35 \cdot \frac{\mu \gamma \xi \kappa \ell^2}{2\bar{\sigma}_c \zeta} \quad \dots(I.10)$$

Com o valor de h_1 , é possível obter-se a área necessária de concreto, que é dada por:

$$* \quad A_c \geq \frac{\Delta \ell^2 \mu}{2\bar{\sigma}_c h_1 (\zeta - \frac{\gamma \ell^2 \mu \kappa \xi}{2\bar{\sigma}_c h_1})} \quad \dots(I.11)$$

Guyon estabelece, através da análise das obras correntes, a seguinte expressão para o cálculo de h_1 :

$$h_1 = \frac{2\ell}{11} \cdot \frac{1 + 4 \cdot \frac{\ell}{50}}{3 + 4 \cdot \frac{\ell}{50}} \quad \dots(I.12)$$

I.3 - VARIAÇÃO DA ALTURA DO TRECHO EM BALANÇO

A altura necessária da viga em uma seção pode ser obtida aplicando-se a equação (I.10), supondo um balanço de vão igual a distância entre a seção em questão e da extremidade livre do balanço. Neste caso, para empregar corretamente (I.10), seria necessário, o conhecimento da curva do intradorso do trecho.

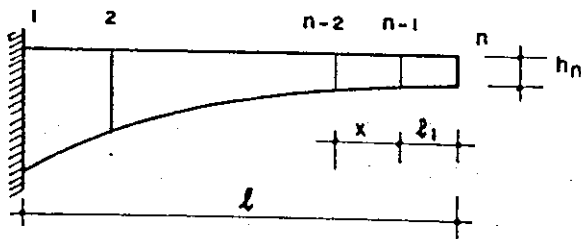


FIG. I.9 - DETERMINAÇÃO DA ALTURA h_n

Isto pode ser contornado através da escolha, inicialmente de uma altura mínima construtiva para a seção n (Fig. I.9).

O valor de h_n dependerá do sistema estrutural escolhido, e nos casos em que se utiliza viga Gerber, ou se estabelece a continuidade, a altura deve ser suficiente para resistir os momentos positivos (que tracionam o bordo inferior). Como na prática o valor de h_n é tomado com bastante folga, em relação ao que seria necessário para resistir os esforços desta seção, pode-se determinar através de I.10 o valor de ξ_1 ; trecho do balanço que pode ter altura constante (Fig. I.9).

Conhecidos os valores de h_{n-1} (igual a h_n) e de ξ_1 , pode-se determinar as demais alturas usando a fórmula I.10 para a seção $n-2$, $n-3$ e sucessivamente até chegar-se à seção 1. De qualquer forma este cálculo é aproximado, pois o produto $\xi \cdot \kappa$ depende da relação A_s/A_{s0} e os parâmetros μ e ζ poderão variar ao longo do balanço.

O que poderia ser feito, neste caso, é proceder um cálculo iterativo, em que após a determinação do 1º conjunto de alturas, calcular-se-iam os valores correspondentes dos parâmetros κ , ξ , μ e ζ e com estes, através do emprego novamente da equação I.10, um novo conjunto de alturas, e assim sucessivamente até que se obtenha boa aproximação. Ainda assim este processo seria aproximado e até certo ponto difícil de efetuar, pois para se determinar corretamente o valor de μ e ζ , deve-se ter informações sobre os traçados dos cabos, ou seja, é necessário conhecer a posição da resultante de protensão na seção.

Uma outra maneira de encarar o problema seria, por exemplo, supor que os parâmetros μ , ξ , κ e ζ pouco variam ao longo da peça, sendo assim a equação I.10 indica que a altura variará com uma função do 2º grau de x (distância da extremidade do engaste a seção em questão). Definindo; o tipo da função da curva do intradorso; o valor de h_n ; e_1 e h_1 , as demais alturas ficam definidas. A partir desta solução obtida pode-se obter outras experimentando, por exemplo, uma hipérbole, que apresenta um traçado para o intradorso mais suave, ou seja, os aumentos de altura não são tão grandes, quando se caminha da seção n a 1 .

Parece interessante em ambos os casos anteriores, usar um programa automático que forneça rapidamente os esforços de peso próprio e características geométricas, para que se possa avaliar a conveniência da solução, assim como a influência de fatores não levados em conta, como por exemplo a adoção de espessura variável (em geral linearmente) para laje inferior.

I.4 - CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

Como foi dito no ítem I.1, dá-se ênfase aqui ao caso em que o esquema estrutural é aquele em que estabelece a continuidade da estrutura após o lançamento das aduelas, sendo os esforços de protensão e os decorrentes do fechamento analisados nos capítulos posteriores.

A carga permanente complementar (pavimento, defensas, etc.) e a acidental, atuarão em uma estrutura contínua, que tem, de um modo geral, inércia variável. Basta nesse caso determinar as linhas de influência de esforços solicitantes nas diversas seções, considerando por exemplo cada trecho entre duas seções com uma inércia constante, de valor numérico igual a média aritmética destas duas seções. A maneira mais prática de executar tais cálculos, é lançar mão de programas automáticos prontos; como por exemplo o STRESS. Neste caso cada seção será considerada um "nó" (joint)

e cada trecho entre duas seções um "elemento" (member).

Obtidas as linhas de influência das diversas seções basta carregá-las, o que pode ser feito também por programação automática [22], obtendo-se assim os esforços solicitantes de carga acidental e carga permanente complementar.

O cálculo dos esforços de carga permanente não apresenta dificuldade de ordem teórica em ser executado, pois é feito, em geral, na fase isostática da estrutura, porém deve fornecer os valores de esforços em cada etapa construtiva, para permitir um detalhamento melhor da armadura longitudinal de protensão e também uma avaliação correta das deformações.

Procura-se, a seguir, estabelecer um roteiro de cálculo e os critérios pertinentes para que se possa formular, se necessário, um programa automático.

Uma vez definida a geometria das seções transversais, deve-se calcular as características geométricas das mesmas, tais como: área (A); distância do centro de gravidade ao bordo superior (y_{sup}) e inércia (I).

Para este cálculo Martinelli [18] (pág. 20) e Assan [1] (pág. 19) procuraram decompor as seções transversais em triângulos e retângulos. Porém devido a configuração das seções encontradas na prática, percebe-se que é bem mais simples dividir a seção transversal em trapézios como exemplifica a fig. I.10.

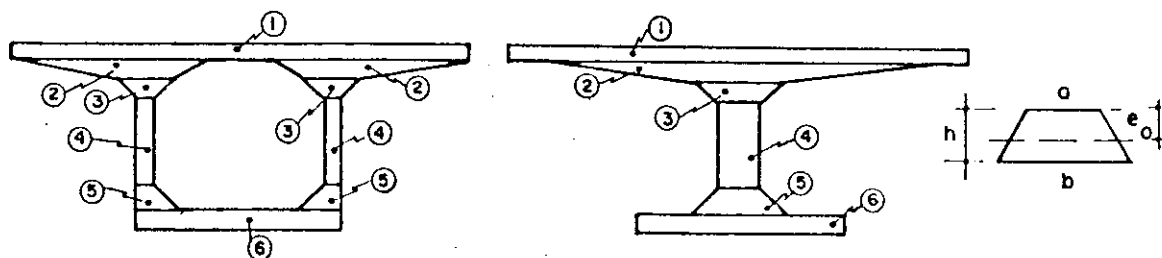


FIG. I.10 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

A ordenada do C.G. de cada trapézio é da da por:

$$e_0 = \frac{h}{3} \left(\frac{a + 2b}{a + b} \right) \quad (I.13)$$

O momento de inércia em relação ao eixo que passa pelo C.G. é dado por:

$$I_0 = \frac{h^3}{36} \left(\frac{a^2 + 4ab + b^2}{a + b} \right) \quad (I.14)$$

A parcela de inércia devido a não coincidência do eixo que passa pelo C.G. do elemento e pelo C.G. da seção vale:

$$I_t = \frac{(a + b)}{2} \cdot h \cdot (y_{sup} - y_e)^2 \quad (I.15)$$

onde y_e é a distância do C.G. do elemento ao bordo superior.

Definidas as características geométricas pode ser calculado o calor da taxa de carregamento atuante nos trechos executados sobre escoramentos diretos, e os esforços solicitantes nas respectivas seções transversais. Em seguida calcula-se o valor e posição da resultante de peso próprio para cada aduela.

Estabelecida a ordem de lançamento das aduelas, procede-se, para cada aduela lançada, o cálculo dos esforços solicitantes nas diversas seções.

A cada etapa de cálculo deve ser acrescido o efeito da ação do equipamento de lançamento. Lembrar que esta ação é temporária e portanto é necessário ter os dois valores de esforços solicitantes compilados, com e sem equipamento de lançamento.

No anexo I pode ser encontrada a listagem de um programa automático, em linguagem FORTRAN, para ser usa-

do em computadores do tipo IBM 1130, que realiza os cálculos anteriormente descritos.

CAPÍTULO II

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL DE PROTENSÃO

II.1 - GENERALIDADES

O pré-dimensionamento da armadura longitudinal de protensão é feito levando-se em conta a parcela de peso próprio atuante, a carga acidental vertical, calculados de acordo com os critérios estabelecidos no Capítulo I, somados quando é o caso, os valores estimados dos esforços que advêm do estabelecimento da continuidade da estrutura (hiperestático de protensão e esforço devido ao impedimento da realização das deformações diferidas) e os acréscimos de peso próprio (pavimentação e defensas).

O pré-dimensionamento pode ser feito através das verificações de tensões normais nas bordas superior e inferior de cada seção.

As condições que devem ser satisfeitas pelas tensões, nas bordas das seções, são prescritas pela norma de concreto protendido NB-116. Assim pode-se escrever, por exemplo, para o bordo superior de uma seção genérica:

$$\sigma_{sup} = n_c \left(\frac{N_{1p}}{A} + \frac{N_{1p} \times e_p}{W_{sup}} \right) - \frac{M_1}{W_{sup}} \geq \bar{\sigma}_c$$

ou

$$n_c \geq \left(\bar{\sigma}_c + \frac{M_1}{W_{sup}} \right) \left(\frac{1}{\frac{N_{1p}}{A} + \frac{N_{1p} e_p}{W_{sup}}} \right) \quad (II.1)$$

onde:

n_c = número de cabos existentes na seção em questão

N_{1p} = força normal de protensão de um cabo

e_p = excentricidade do cabo resultante na seção (positiva quando acima do c.g. da seção)

M_1 = momento máximo atuante na seção (provocando neste caso tração no bordo superior)

$\bar{\sigma}_c$ = limite de tensão de tração no concreto, ou quando for o caso a menor tensão de compressão (deve ser empregado no formulário com seu valor relativo).

Neste trabalho a tensão de compressão no concreto será considerada positiva, e a de tração negativa.

O valor de N_{1p} , força de protensão de um cabo, pode em geral, ser estimada. Assim, a menos de e_p e n_c os demais fatores intervenientes em II.1, são conhecidos. Pode-se determinar e_p e n_c empregando-se mais uma condição, por exemplo a relativa ao bordo inferior.

No caso de pontes em balanços sucessivos, deve-se primeiramente pré-dimensionar a quantidade de cabos necessários, em cada seção, devido a cada uma das n etapas de lançamento das aduelas. Em seguida deve-se determinar o número de cabos em cada seção, para as combinações mais desfavoráveis de esforços com o esquema estrutural definitivo da ponte.

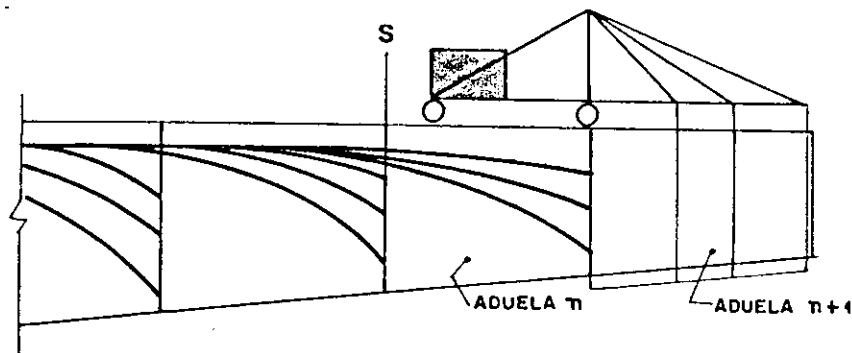


FIG. II.1 - SITUAÇÃO DE CARREGAMENTO PARA A ANÁLISE DA SEÇÃO S

A consideração de todas as condições de solicitações em uma seção, requer e resulta uma quantidade muito grande de dados e resultados. Assim, como simplificação utiliza-se neste trabalho apenas duas condições por seção. Em uma seção S do balanço, como a da Fig. II.1, a primeira condição é aquela em que se leva em conta a etapa de protensão realizada logo após a concretagem da aduela n , e os esforços de peso próprio correspondente às ações da aduela n , $n + 1$ e o equipamento de lançamento. Se a seção S pertence a um trecho da estrutura concretada no local, esta condição é aquela que corresponde à situação, em que o escoramento deixa de

trabalhar. A segunda etapa de verificação de uma seção genérica, deve ser feita com a ponte em seu esquema estrutural final, considerando-se neste caso dois esforços: um máximo e um mínimo. É bom lembrar que estas duas condições não são suficientes para assegurar a obediência das tensões limites em uma fase intermediária às citadas. Assim após a execução dos traçados dos cabos de protensão, antes de aceitá-los como definitivos, é importante verificar todas as fases e realizar as alterações necessárias.

II.2 - ESTUDO DA POSSIBILIDADE DE SOLUÇÃO

Supondo a atuação de apenas um momento M_1 , que traciona, por exemplo, o bordo superior e tomando e_p positivo para valores acima de CG, tem-se como condição limite de tensão, além da expressão II.1, a correspondente ao bordo inferior que é dada por:

$$n_c \left(\frac{N_{1p}}{A} - \frac{N_{1p} e_p}{W_{inf}} \right) + \frac{M_1}{W_{inf}} \leq \bar{\sigma}_c$$

ou

$$n_c \leq \left(\bar{\sigma}_c - \frac{M_1}{W_{inf}} \right) \left(\frac{1}{\frac{N_{1p}}{A} - \frac{N_{1p} e_p}{W_{inf}}} \right) \quad (II.2)$$

onde: $\bar{\sigma}_c$ = limite da tensão de compressão no concreto

Representando graficamente as expressões II.1 e II.2 tem-se as Figuras II.2.a e II.2.b.

O conjunto de soluções que satisfazem as condições de tensões é constituído pelos pontos que têm coordenadas e_p , n_c situados nas regiões achureadas da Fig. II.2.

Se e_p é igual a e_k' ou e_k ocorre a descontinuidade, de II.1 e II.2, pois para os valores de e_k' e e_k , tem-se respectivamente, nulos os denominadores de II.1 e II.2. Porém independentemente dos valores e_k e e_k' estarem contidos no intervalo y_{sup} e y_{inf} , como na Figura II.2.b ou fora

dele, como na Figura II.2.a, a condição de solução (conjunto n_c, e_p que satisfaz II.1 e II.2) é que $e_L \leq y_{sup}$.

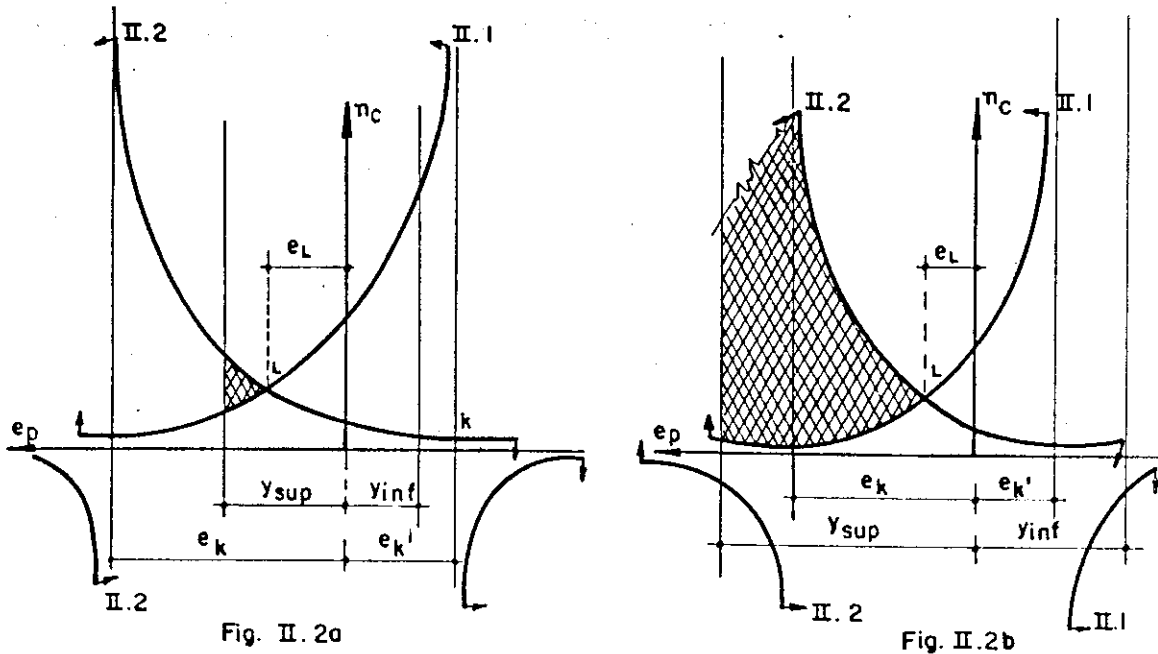


FIG. II.2- ESTUDO DA POSSIBILIDADE DE SOLUÇÃO QUANDO ATUA APENAS UM MOMENTO

Se o momento, ao contrário, tracionar o bordo inferior, chegar-se-á a condição análoga com $e_n \geq -y_{inf}$ (ver Fig. II.3).

O valor de e_L é obtido analiticamente igualando-se II.1 com II.2, chegando-se a

$$e_L = \left(\frac{M_1 h + I(\bar{\sigma}_c - \bar{\sigma}_c)}{A(\bar{\sigma}_c y_{sup} + \bar{\sigma}_c y_{inf})} \right) \quad (II.3)$$

onde I é o momento de inércia da seção em relação ao eixo horizontal que passa pelo C.G. da mesma.

Pode-se obviamente definir como limite para e_p um valor igual a $y_{sup} - c$, em que c seria o cobrimento mínimo necessário do conjunto de cabos. Neste caso substituir-se-ia y_{sup} por $y_{sup} - c$ na expressão II.3.

Supondo agora além da existência de M_1 , também M_2 , que traciona, ao contrário de M_1 , o bordo inferior. Tem-se então, além das inequações II.1 e II.2, as seguintes:

relativa ao bordo superior:

$$n_c \left(\frac{N_{1p}}{A} + \frac{N_{1p} e_p}{W_{sup}} \right) + \frac{M_2}{W_{sup}} \leq \bar{\sigma}_c$$

ou

$$n_c \leq \left(\bar{\sigma}_c - \frac{M_2}{W_{sup}} \right) \left(\frac{1}{\frac{N_{1p}}{A} + \frac{N_{1p} e_p}{W_{sup}}} \right) \quad (\text{II.4})$$

relativa ao bordo inferior:

$$n_c \left(\frac{N_{1p}}{A} - \frac{N_{1p} e_p}{W_{inf}} \right) - \frac{M_2}{W_{inf}} \geq \bar{\sigma}_c$$

ou

$$n_c \geq \left(\bar{\sigma}_c + \frac{M_2}{W_{inf}} \right) \left(\frac{1}{\frac{N_{1p}}{A} - \frac{N_{1p} e_p}{W_{inf}}} \right) \quad (\text{II.5})$$

onde a curva que define a inequação (II.4) é do mesmo tipo que a da (II.1); idem para as curvas (II.5) e (II.2).

Representando as inequações (II.1), (II.2), (II.4) e (II.5) tem-se a Figura II.3.

Por observação das expressões (II.1) e (II.4), conclui-se que para haver solução há necessidade de ser atendida a seguinte relação:

$$\frac{M_1}{W_{sup}} - \bar{\sigma}_c \leq \bar{\sigma}_c - \frac{M_2}{W_{sup}}$$

ou seja

$$M_1 + M_2 \leq W_{sup} (\bar{\sigma}_c - \bar{\sigma}_c) \quad (\text{II.6})$$

Analogamente a comparação das expressões (II.2) e (II.5) leva a:

$$(M_1 + M_2) \leq W_{inf} (\bar{\sigma}_c - \bar{\sigma}_c) \quad (II.7)$$

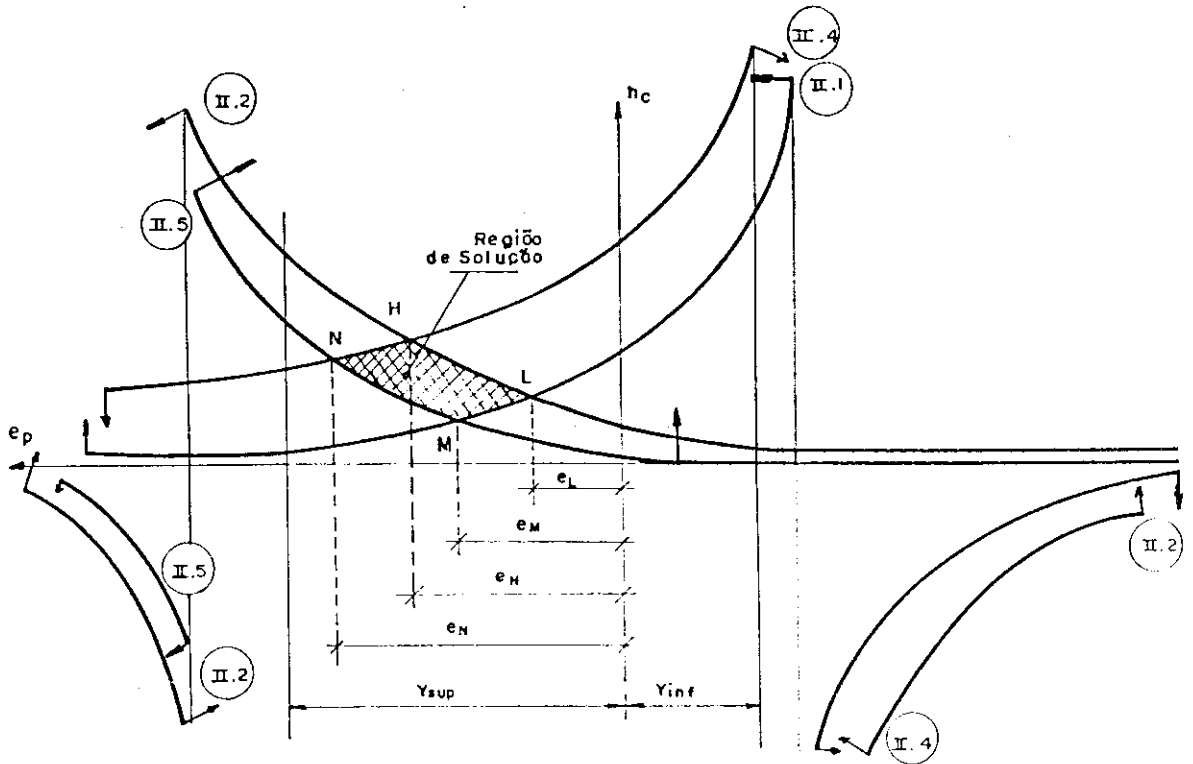


FIG. II.3- ESTUDO DA POSSIBILIDADE DE SOLUÇÃO QUANDO ATUAM DOIS MOMENTOS

Como em uma seção em geral W_{inf} é diferente W_{sup} deve-se usar então apenas a equação (II.6) quando $W_{sup} \leq W_{inf}$ e (II.7) quando o contrário.

Ainda, para que haja solução, devem ser respeitadas as seguintes condições:

$$e_L \leq y_{sup}$$

$$e_N \geq -y_{inf}$$

o valor de e_N é obtido igualando-se (II.4) e (II.5), ficando:

$$e_N = \frac{1}{A} \frac{I(\bar{\sigma}_c - \bar{\sigma}_c) - M_2 h}{(\bar{\sigma}_c y_{inf} + \bar{\sigma}_c y_{sup})} \quad (II.8)$$

II.3 - ESTUDO DO VALOR DE e_p QUE CONDUZ AO MENOR n_c

Uma vez verificada a existência de solução do problema, é possível determinar aquela que conduz ao menor valor de n_c .

Se o valor e_M estiver contido entre y_{sup} e y_{inf} , então a solução que conduz ao menor número n_c é exatamente aquela em que $e_p = e_M$, conforme mostra a Fig. II.3. O valor de e_M , obtêm-se a partir da igualdade de (II.1) e (II.5), chegando-se a:

$$e_M = i^2 \frac{(M_1 y_{sup} - M_2 y_{inf})}{I h \bar{\sigma}_c + y_{inf} y_{sup} (M_1 + M_2)} \quad (II.9)$$

onde i é o raio de giração da seção.

O número de cabos é obtido substituindo-se e_p por e_M em II.1 chegando-se a:

$$n_c = \frac{(\bar{\sigma}_c I + M_1 y_{sup})}{N_{lp} (i^2 + y_{sup} e_M)} \quad (II.10)$$

Porém no caso de e_M ser maior que y_{sup} , então a solução é dada por $e_p = y_{sup}$, e o número de cabos é obtido substituindo este valor ($e_p = y_{sup}$) na inequação (II.1) chegando-se em:

$$n_c = \frac{M_1 y_{sup} + \bar{\sigma}_c I}{(y_{sup}^2 + i^2) N_{lp}} \quad (II.11)$$

Pode-se ainda ter $e_M < -y_{inf}$ então, neste caso, a solução será dada por $e_p = -y_{inf}$ e, o número de cabos é obtido pela substituição deste valor na inequação (II.5).

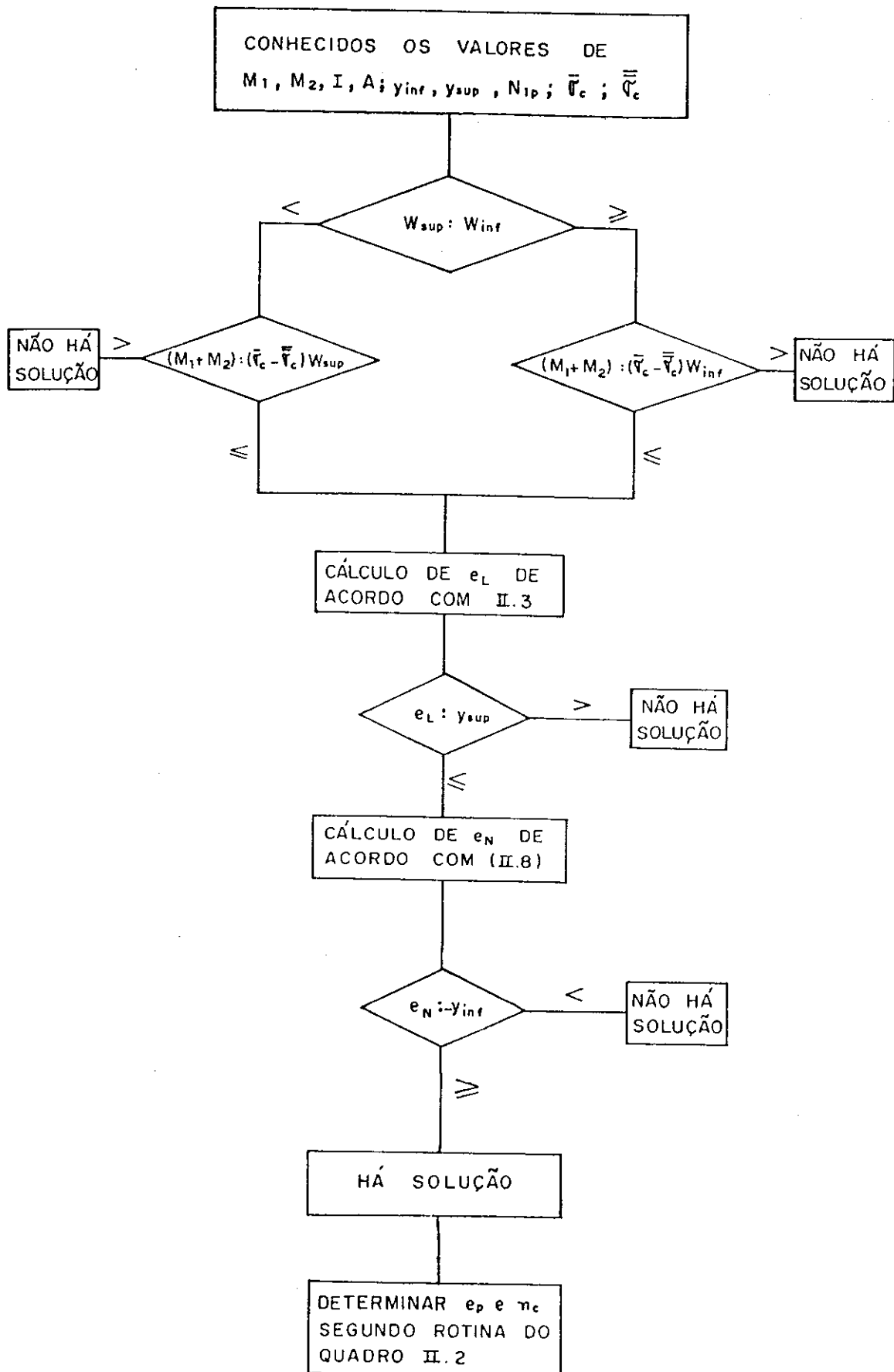
$$n_c = \frac{M_2 y_{inf} + \bar{\sigma}_c I}{N_{lp} (i^2 - y_{inf}^2)} \quad (II.12)$$

II.4 - SÍNTESE

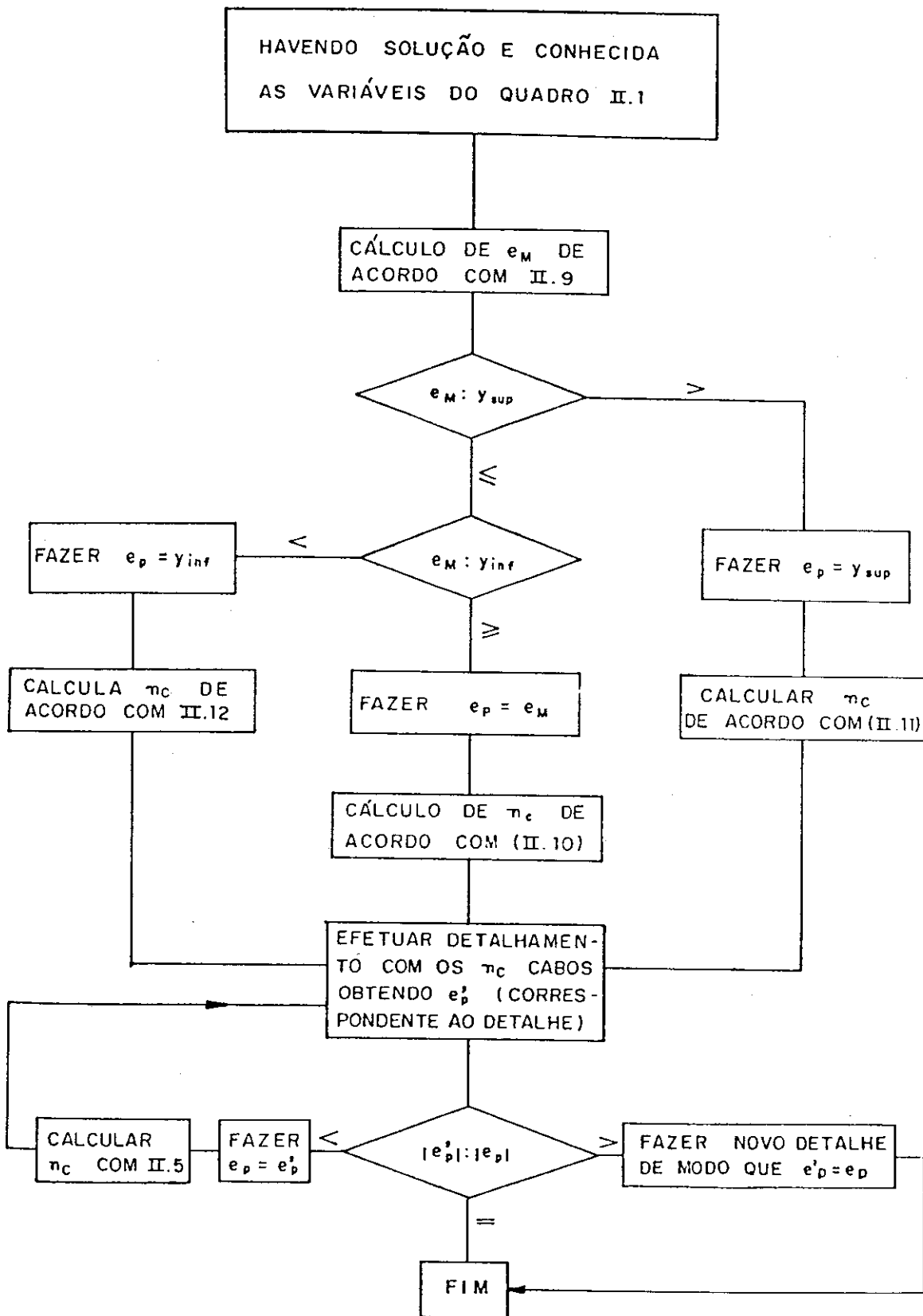
Como já foi visto nos itens anteriores, após a constatação da existência de solução fica fácil calcular o número de cabos necessários, n_c , com a respectiva excentricidade e_p . Através do número de cabos encontrados deve-se tentar obter um posicionamento para os mesmos, na seção transversal, que conduza ao valor correspondentes de e_p . Neste caso o mais prático é desenhar em escala a seção transversal detalhando a posição dos n_c cabos, levando-se em conta as distâncias mínimas, regulamentadas por norma, entre os eixos dos cabos e entre esses e as bordas.

Quando a excentricidade e_p obtida no detalhamento for menor (em valor absoluto) que e_M deve-se recalcular o número de cabos com a expressão (II.5) tomando-se para $e_p = e'_p$. Faz-se necessário em seguida novo detalhamento obtendo-se um novo e'_p e compara-se com a anterior. O processo será repetido até que haja coincidência de valores de e'_p da etapa anterior com a atual.

O roteiro dos cálculos e verificações descritos neste capítulo podem ser facilmente visualizados nos quadros II.1 e II.2 representados a seguir.



QUADRO II.1 - ROTINA PARA O ESTUDO DA POSSIBILIDADE DE SOLUÇÃO



QUADRO II.2 - ROTINA PARA O CÁLCULO DE e_p e n_c

CAPÍTULO III

CÁLCULO DAS PERDAS IMEDIATAS

III.1 - GENERALIDADES

As três principais perdas de protensão imediatas são devidas: ao atrito entre cabo e bainha, à deformação da ancoragem e à deformação imediata do concreto.

Nas estruturas executadas em balanços progressivos, as duas primeiras perdas ocorrem da mesma forma que nos outros tipos de estruturas. Já a perda por deformação imediata do concreto, será composta de diversas parcelas. A primeira corresponde à etapa em que é protendido o cabo analisado. As outras parcelas correspondem às etapas de protensão posteriores à ancoragem do cabo. Esta perda, assim como as outras duas imediatas, não depende do tempo, porém, deve ter suas parcelas constitutivas, consideradas no tempo exato em que ocorrem, ou seja, quando executada a etapa de protensão correspondente.

Neste capítulo pretende-se estabelecer critérios que permitam calcular os esforços de protensão da estrutura logo após o término de uma etapa.

É bom lembrar que no caso de se ter concretagem no local, o espaço de tempo decorrido entre uma etapa de protensão e outra, não é pequeno. Desta maneira, para conhecer o esforço de protensão atuante em uma seção, após a etapa genérica i , é necessário levar em conta a perda ao longo do tempo, que os cabos pertencentes às etapas anteriores sofreram até aquele instante. Pode-se porém, calcular separadamente as perdas imediatas e acrescentar, posteriormente, as perdas ao longo do tempo, uma vez que será válida a superposição de efeitos.

Considera-se que após a protensão de todos os cabos de uma etapa i , é feita a injeção de argamassa. Assim, quando se executa a etapa i , os cabos da etapa $i-1$, já podem ser considerados solidarizados ao concreto.

A sequência de cálculos a ser executada, está descrita no quadro III.1. A quantidade de cabos protendidos na etapa i , é designada por n_c . O esquema de cálculo indicado, pode ser executado sem os itens 8 e 10, que seriam acrescentados posteriormente, ficando assim separado o cálculo das perdas imediatas, do das diferidas.

Pela análise do quadro III.1, percebe-se facilmente que os cálculos executados se processam de maneira repetitiva. Lembrando ainda que o número de cabos envolvidos é grande, conclui-se ser extremamente conveniente utilizar, nesta situação, um programa automático. Deste modo acrescentar-se-ia ao esquema, antes do bloco 1, a etapa que corresponderia a leitura de dados, indicada no quadro III.1 pelo bloco com contorno tracejado.

Todos os cálculos devem ser executados, a partir do "traçados dos cabos", que se baseia nos dados obtidos dos capítulos I e II.

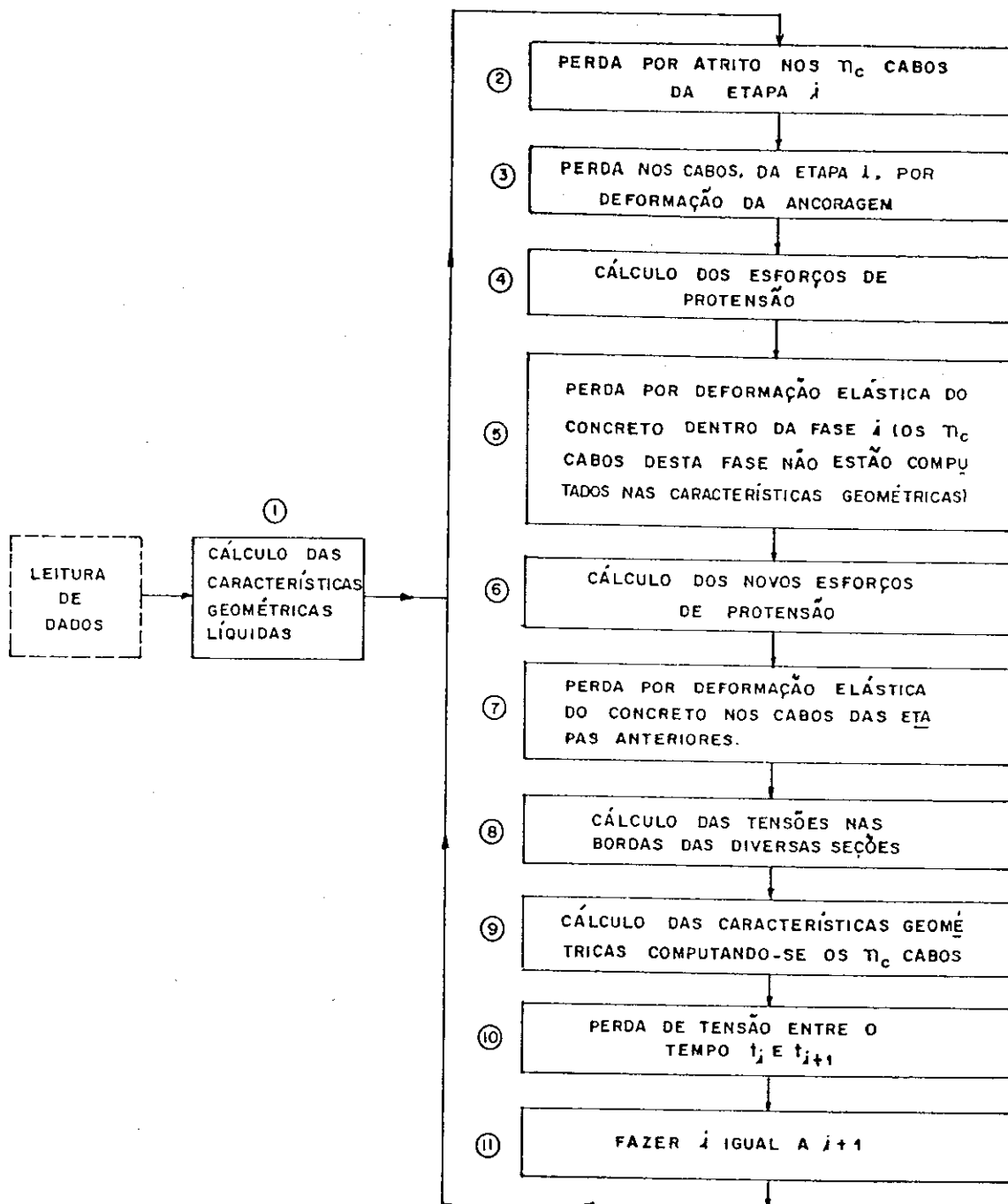
III.2 - CÁLCULO DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS LÍQUIDAS E HOMOGENEIZADAS

Uma vez definida a geometria da estrutura, pode-se calcular, conforme foi visto no capítulo I, as características geométricas "brutas" das diversas seções. Entende-se por características geométricas "brutas" as obtidas supondo a seção constituída apenas de concreto, não levando em conta ainda os vazios existentes para a colocação dos cabos ou a existência dos cabos.

Ao se realizar o projeto da geometria da estrutura, não se tem condições ainda de estimar o número de cabos em cada seção. Na fase atual, com os traçados dos cabos determinados, deve-se levar em conta os espaços vazios do interior das bainhas, que alojarão os cabos de protensão.

A norma brasileira permite substituir a seção líquida do concreto pela bruta, quando o vazio das bainhas

não ultrapassa 2% da área total [2] (item 4.1).



QUADRO. III.1- ESQUEMA DE CÁLCULO DAS PERDAS IMEDIATAS

Quando se tem uma estrutura em que a protensão é efetuada em diversas etapas, deve ser levado em conta que: na primeira etapa, a seção transversal a ser utilizada

é a líquida ou efetiva, e em uma etapa posterior, a seção a considerar, será a homogeneizada, resultante da seção de concreto efetiva e as dos cabos protendidos até a etapa anterior. Assim fica claro que haverá necessidade de se obter primeiramente as características líquidas das diversas seções, e, em seguida as características homogeneizadas nas diversas etapas de protensão (Passo 9 Quadro III.1). Estes cálculos são feitos a partir das características geométricas "brutas".

Assim, da seção bruta deve-se retirar o espaço ocupado pelas bainhas, obtendo-se então a seção efetiva. Ao acrescentar à seção efetiva o aço de protensão, assim como a argamassa de cimento injetada nas bainhas, obtém-se a seção homogeneizada.

As fórmulas utilizadas para este fim estão indicadas no Quadro III.2.:

QUADRO III.2 - CÁLCULO DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS		
	CARACTERÍSTICAS LÍQUIDAS	CARACTERÍSTICAS HOMOGENEIZADAS
ÁREA	$A_{ef} = A - q A_b$ (III.1)	$A_h = A + (\alpha_e - 1) \sum_{i=1}^q A_{si}$ (III.4)
CENTRO DE GRAVIDADE	$Y_{sup,ef} = \frac{A y_{sup} - \sum_{i=1}^q A_b \cdot y_{si}}{A_{ef}}$ (III.2)	$Y_{sup,h} = \frac{A \cdot y_{sup} + (\alpha_e - 1) \sum_{i=1}^q A_{si} y_{si}}{A_h}$ (III.5)
INÉRCIA	$I_{ef} = I + A(y_{sup} - y_{sup,ef})^2 - \sum_{i=1}^q A_b (y_{si} - y_{sup,ef})^2$ (III.3)	$I_h = I + A(y_{sup} - y_{sup,h})^2 + (\alpha_e - 1) \sum_{i=1}^q A_{si} (y_{si} - y_{sup,h})^2$ (III.6)

No Quadro III.2 tem-se:

A, A_{ef}, A_h - área bruta, efetiva e homogeneizada respectivamente;

$y_{sup}, y_{sup,ef}, y_{sup,h}$ - distância do bordo superior ao centro de gravidade da seção bruta, efetiva e homogeneizada respectivamente;

q - número de cabos que passam pela seção;

A_b - área da bainha;

α_e - relação entre os módulos de deformabilidade de do aço e concreto;

A_{si} - área da seção transversal de um cabo de protensão genérico i ;

y_{si} - distância do centro de gravidade do cabo i , ao bordo superior da peça;

$I; I_{ef}; I_h$ - momento de inércia central da seção bruta, efetiva e homogeneizada respectivamente.

Como já foi dito, as características geométricas homogeneizadas das seções, deverão estar referidas a uma etapa de protensão. Desta forma representa-se, por exemplo, $A_h(u)$ como sendo a área da seção transversal homogeneizada, referente à etapa u .

No número de cabos q , utilizado nas fórmulas de cálculo das características geométricas, devem ser computados todos os cabos que passam pela seção antes da injeção de argamassa nos cabos da etapa u .

Somente após a injeção é que os cabos e o concreto deverão ser computados nas características geométricas.

As fórmulas III.3 e III.6, levam em conta que a parcela de inércia do cabo e da argamassa em relação ao eixo que passa pelo centro de gravidade dos cabos, pode ser desprezada.

Uma estrutura em balanços progressivos com elementos concretados no local, tem valor de α_e variável ao longo do tempo. Como medida simplificadora, considera-se este valor constante, supondo sempre para valor do coeficiente de deformabilidade do concreto, o valor inicial.

III.3 - PERDA POR ATRITO

Uma vez conhecidos os traçados dos cabos ao longo da estrutura, a tensão de protensão aplicada nas extremidades dos cabos e as características do sistema de ancoragem, torna-se necessário obter o valor da tensão de protensão nas diversas seções, considerando-se as perdas por atrito. A fórmula empregada, para tanto, é a seguinte:

$$\sigma_{po} = \sigma_{pi} e^{-\mu(\alpha + \beta s)}$$

O índice i indica que a tensão é a inicial, ou seja, é aquela aplicada a uma das extremidades dos cabos. Os demais parâmetros que intervêm na fórmula III.7, são os seguintes significados:

μ - coeficiente de atrito cabo-bainha;

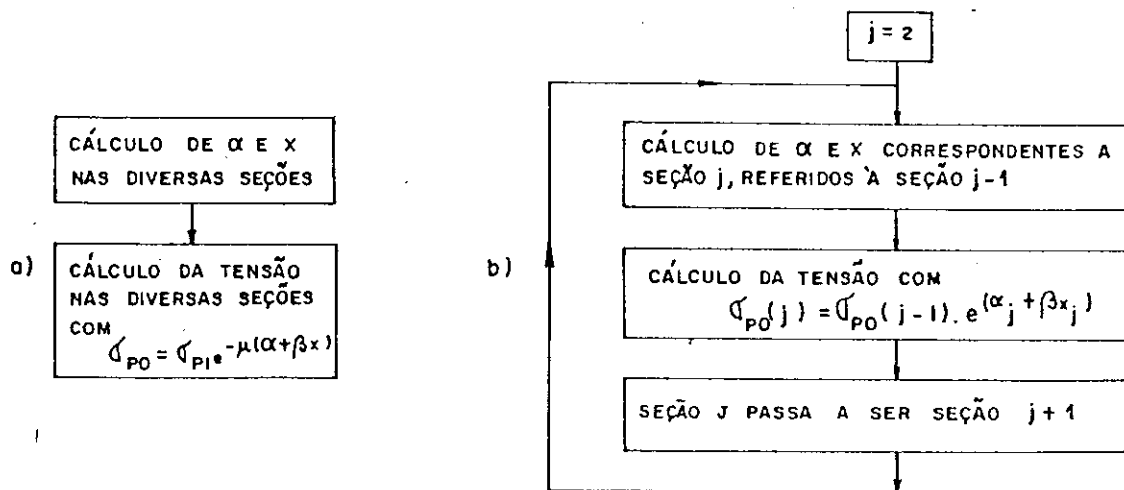
α - deflexão geométrica total, em graus, até a seção considerada;

- β - deflexão fictícia, por unidade de comprimento, devido às irregularidades no alinhamento da armadura ou bainha;
- s - comprimento do cabo, a partir da extremidade onde se aplica a tensão σ_{pi} .

O valor de s pode ser substituído em III.7, por o de sua projeção x , sem que se altere significativamente a precisão de cálculo.

A equação III.7 pode ser empregada, é claro, entre duas seções consecutivas. Neste caso σ_{pi} seria a tensão na seção anterior a considerada. Percebe-se assim que há duas maneiras de se proceder o cálculo das tensões, em um cabo, considerando-se as perdas por atrito. Uma primeira, em que se calcula, inicialmente, os valores de α e x , e posteriormente os valores das tensões, conforme o esquema a) do Quadro III.3. Neste caso todos os valores de α e x estão referidos à seção inicial, e são obtidos, em geral, por acumulação. Na segunda maneira, utiliza-se o esquema b do Quadro III.3.

Emprega-se a fórmula III.7 com a seção considerada e a anterior. Neste caso, é obvio, os valores de α



QUADRO III.3 - ESQUEMA DO CÁLCULO DAS PERDAS POR ATRITO

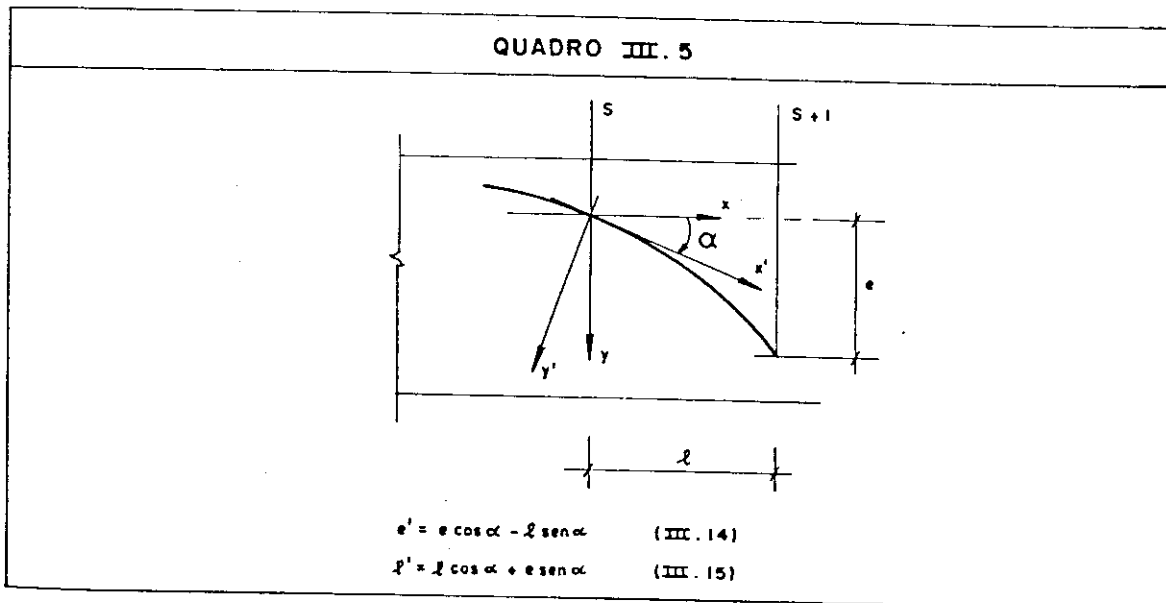
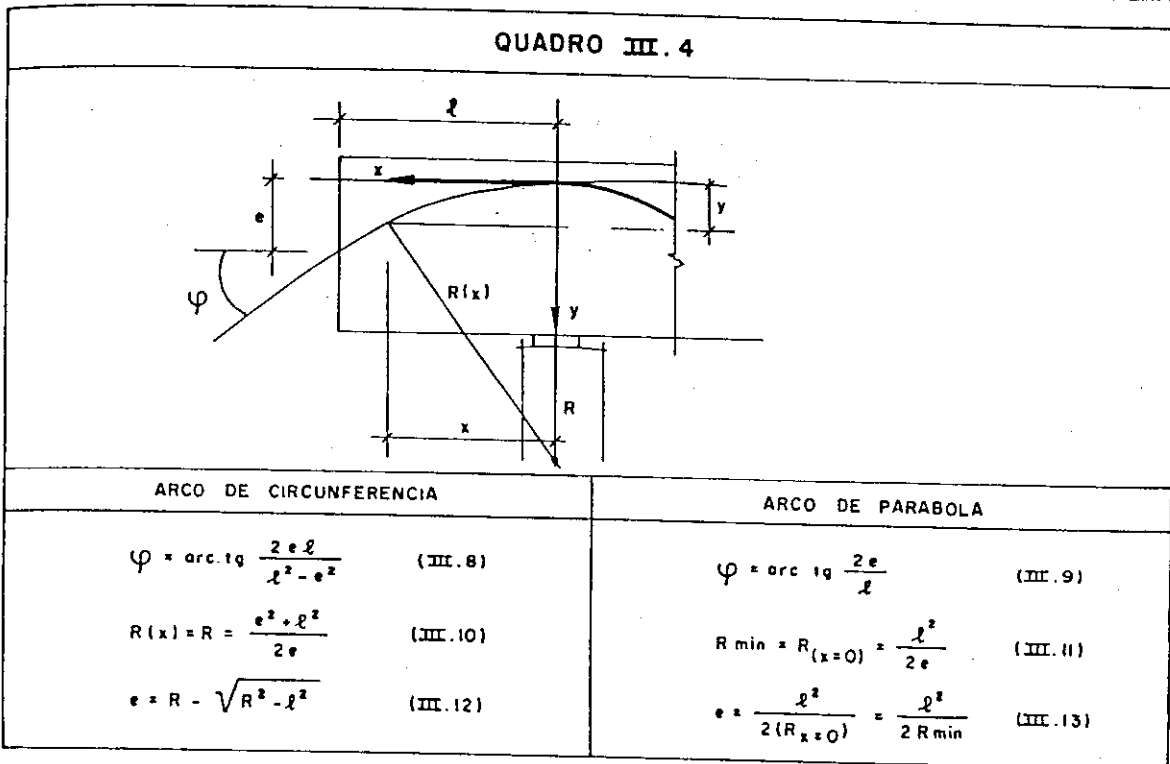
e x são referidos à seção anterior. Este procedimento é repetido até a última seção. As duas formas de se proceder o cálculo são equivalentes, devendo apresentar alguma diferença

em velocidade de execução quando se emprega cálculo automático, dependendo da maneira em que é feito o programa. Independentemente da forma com que é feito o cálculo das tensões, é necessário calcular-se, primeiramente, o desvio angular sofrido pelos cabos, entre duas seções. Isto poderia ser feito facilmente se a equação da trajetória de cada cabo fosse conhecida. Na maioria das vezes tem-se que utilizar um conjunto de equações para representar uma única trajetória. Lembrando também que, para efeito de execução, é fornecida as cotas verticais dos cabos nas seções, torna-se interessante montar um procedimento de cálculo que permita obter as deflexões a partir das cotas dos cabos.

A parte curva dos cabos é projetada em geral com trechos de parábolas do 2º grau. Alguns projetistas preferem usar arcos de circunferência, que facilitam a execução do traçado, pois é possível empregar-se, neste caso, gabaritos circulares de plástico transparentes, facilmente encontrados no mercado. É bom lembrar que o raio da circunferência, deve ser maior ou igual que um valor mínimo, que proporcione a colocação da bainha em posição sem ocorrer nenhum dano à mesma. No caso de se optar pelo emprego de uma parábola do 2º grau, o traçado será feito por pontos, ou através de construções geométricas, e a condição de funcionalidade da bainha deverá ser feita através da comparação do menor raio de curvatura no trecho com o raio mínimo. O cabo parabólico apresenta como vantagem, permitir uma deflexão menor entre dois pontos, quando se fixa a inclinação da tangente em um dos pontos. Neste caso também o raio de curvatura diminuirá, devendo-se portanto, ter cuidado de comparar o menor raio de curvatura com o raio mínimo permitido a bainha.

Nas obras correntes de concreto protendido, a diferença em se empregar arcos de circunferência ou de parábolas é em geral mínima, pois os raios de curvatura empregados são grandes. Nas pontes em balanços progressivos, deve-se tomar cuidado com a saída do cabo, na extremidade de uma aduela (Fig. III.4). Nesta situação, em geral por imposições geométricas, torna-se necessário usar raios de cur

III.30



Com os valores das deflexões de um cabo entre as seções, pode-se facilmente calcular a tensão em cada uma das seções, levando em conta a perda por atrito, usando-se III.7. Vale ressaltar que, quando o cálculo se processa através de programa automático, torna-se necessário, no caso de ancoragens ativas nas duas extremidades do cabo, calcular o ponto de imobilidade por atrito. Ele é definido, como sendo aquele que tem a menor tensão de protensão, após as

vatura empregadas são próximas ao valor mínimo. Desta forma há uma diferença razoável na deflexão do cabo, quando se emprega um ou outro tipo de curva.

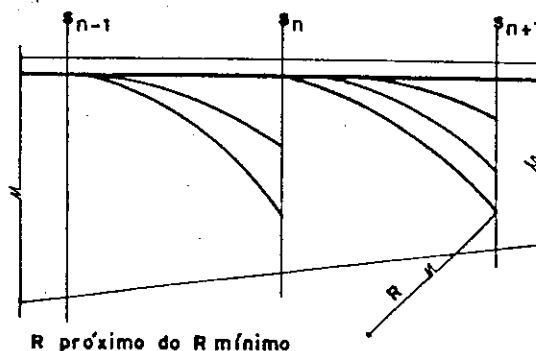


FIG. III. 2 - SAÍDA DOS CABOS NA EXTREMIDADE DAS ADUELAS

Assan E.A. em seu trabalho [1] calcula o valor da inclinação da tangente de um cabo parabólico, considerando as cotas verticais de tres seções adjacentes e que é igual a distância entre as mesmas.

No caso de pontes em balanço progressivos as cotas verticais nem sempre estão indicadas em seções com mesmo espaçamento, ou em seções em que o trecho curvo do cabo inicia ou termina. O primeiro problema pode ser contornado levando em conta na dedução da expressão as distâncias entre as seções. Quanto ao segundo, que para o caso de cabos de pontes comuns não acarreta erro significativo, só pode ser resolvido fornecendo-se as cotas horizontais e verticais do ponto onde começa ou termina um trecho curvo.

Uma vez conhecido o ponto onde se inicia a curva e a inclinação da tangente pode-se obter a deflexão pelas fórmulas III.8 e III.9 indicadas no quadro III.4. Quando a tangente na seção de referência não for horizontal as cotas "e" e "x" deverão ser referidas ao sistema x' e y' e passarão a ser designados por "e'" e "x'" e podem ser utilizadas diretamente nas fórmulas do quadro III.4. As fórmulas de e' e x' estão indicadas no quadro III.5.

perdas por atrito.

Para obtenção deste ponto supõe-se primeiramente o cabo em questão, tensionado apenas pela extremidade esquerda. Resulta então, uma curva tensão-distância do tipo 1 da Fig. III.4. Calculam-se, em seguida, as tensões do mesmo cabo nas diversas seções, supondo-o, agora protendido apenas pela extremidade direita. Estas tensões, podem ser armazenadas em um vetor correspondente, por exemplo, ao próximo cabo a ser analisado. Obtem-se, então uma curva do tipo 2 da Fig. III.4. Armazenados os dois vetores que contem os pontos das curvas do tipo 1 e 2, pode-se através de testes entre os valores das tensões, determinar as seções, que delimitam o intervalo, que contem o ponto indeslocável K.

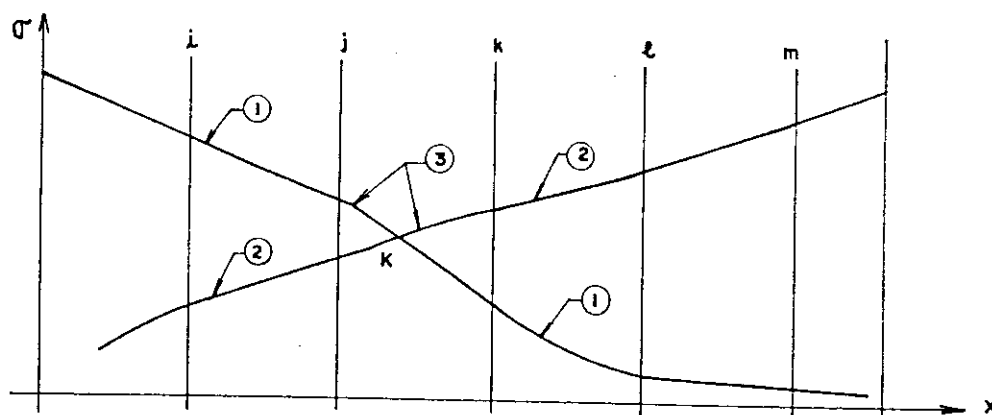


FIG. III.3 - DETERMINAÇÃO DO PONTO K, DE IMOBILIDADE POR ATRITO

Através de relações geométricas, determina-se a posição exata de K, e obtem-se a curva de tensão no cabo (tipo 3, Fig. III.5), aproveitando-se sempre o tramo que contem maiores valores entre as curvas 1 e 2.

III.4 - PERDA POR DEFORMAÇÃO DA ANCORAGEM

Toda a ancoragem, por melhor que seja, deforma-se, permitindo um retrocesso do cabo acarretando as-

sim uma perda de protensão, conforme indica a Fig. III.4.

Para o cálculo da perda por deformação de ancoragem, duas hipóteses serão consideradas: a) a perda da tensão de protensão, entre duas seções adjacentes, considerada linear; b) o coeficiente de atrito do cabo será considerado de mesmo valor numérico, independente do sentido de movimentação do cabo.

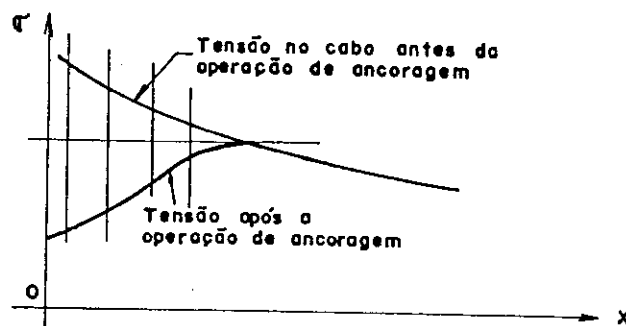


FIG. III.4- PERDA POR DEFORMAÇÃO DA ANCORAGEM

Das hipóteses anteriores resultam, as curvas que definem as tensões antes e após a cravação. As curvas que representam a tensão antes e após a ancoragem serão das do tipo que aparecem na Fig. III.4. A curva ABCDE representa a tensão no cabo antes da ancoragem e a curva FGCE a tensão após a ancoragem. A curva FGC pode ser obtida através do rebatimento da ABC em torno do eixo OX. O ponto X é chamado "ponto de presa". A área (Ω) compreendida entre as curvas ABCDE e FGCE é igual ao produto da deformação da ancoragem ($\Delta\lambda$), pelo valor do módulo de elasticidade (E_p) do aço de protensão. A deformação $\Delta\lambda$ depende essencialmente do tipo de ancoragem, e seu valor pode ser encontrado nos catálogos dos fabricantes destas peças.

Para se determinar o ponto X, a partir do qual a acomodação da ancoragem não influi, pode-se calcular a área Ω (ver Fig. III.5), supondo inicialmente que o ponto X esteja situado na primeira seção transversal posterior à introdução do esforço de protensão. Caso a área calculada for inferior ao produto $E_p \times \Delta\lambda$, retoma-se o procedimento,

o ponto de presa coincidir com a seção posterior \bar{a} suposta anteriormente, e assim por diante, até que se verifique $\Omega \geq \Delta \ell E_p$.

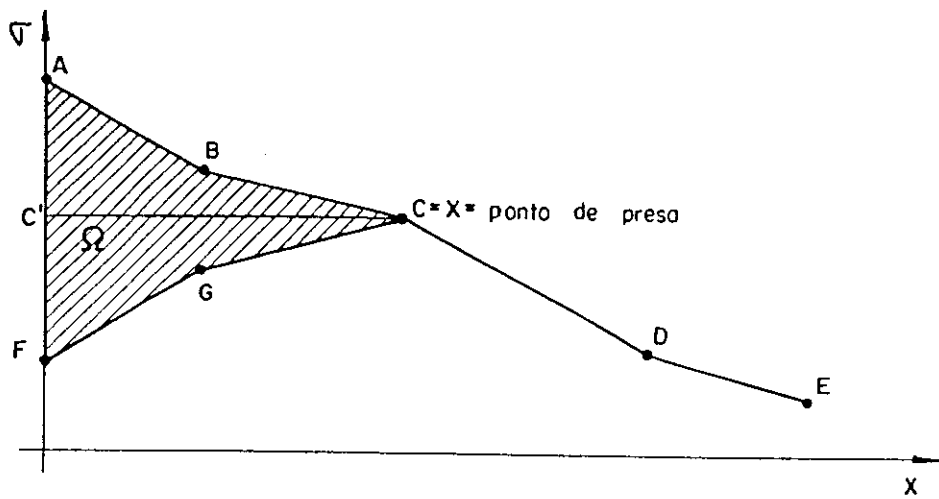


FIG. III. 5 - DETERMINAÇÃO DO PONTO, DE IMOBILIDADE POR ANCORAGEM

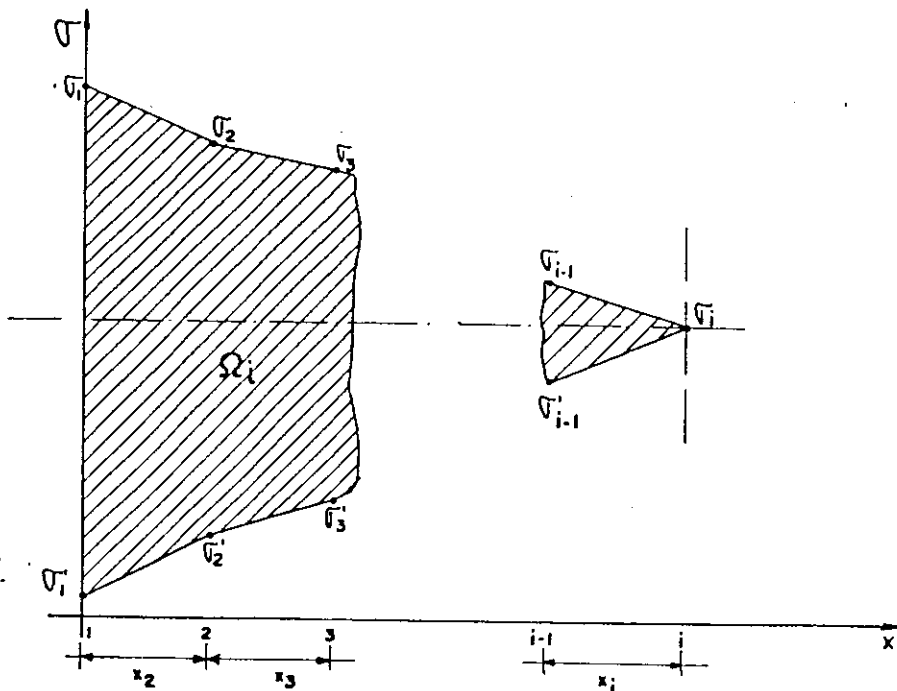


FIG. III. 6 - DETERMINAÇÃO DA ÁREA Ω_i

No caso do ponto de presa em i , o formulário a empregar será:

$$\frac{1}{2}\Omega_i = x_2 \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \sigma_i \right) + x_3 \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} - \sigma_i \right) + \dots + x_i \left(\frac{\sigma_{i-1} + \sigma_i}{2} - \sigma_i \right) \quad (\text{III.16})$$

Quando o ponto de presa situar-se entre $i-1$ e i tem-se:

$$\Omega_i = 2 \left(x_2 \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \sigma_{i-1} \right) + x_3 \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} - \sigma_{i-1} \right) + \dots + \Delta\sigma \sum_{j=1}^{i-1} x_j + \left(\frac{\Delta\sigma x C_2}{2} \right) \right) \quad (\text{III.17})$$

e ainda
$$C_2 = x_i \left(\frac{\Delta\sigma/2}{\sigma_{i-1} - \sigma_i} \right) \quad (\text{III.18})$$

igualando a equação III.16 a $\Delta\ell.E_p$, e substituindo nela o valor de $\Delta\sigma$ obtido em (III.18), pode-se obter o valor de C_2 e obviamente os valores de σ'_1 ; σ'_2 ; σ'_3 ...

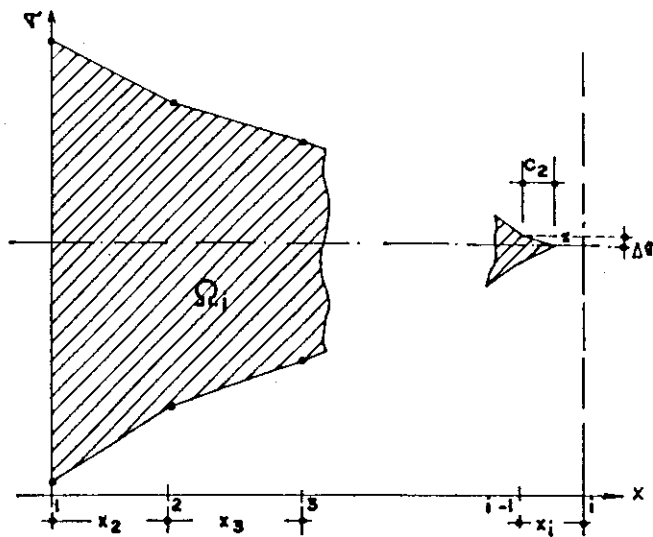
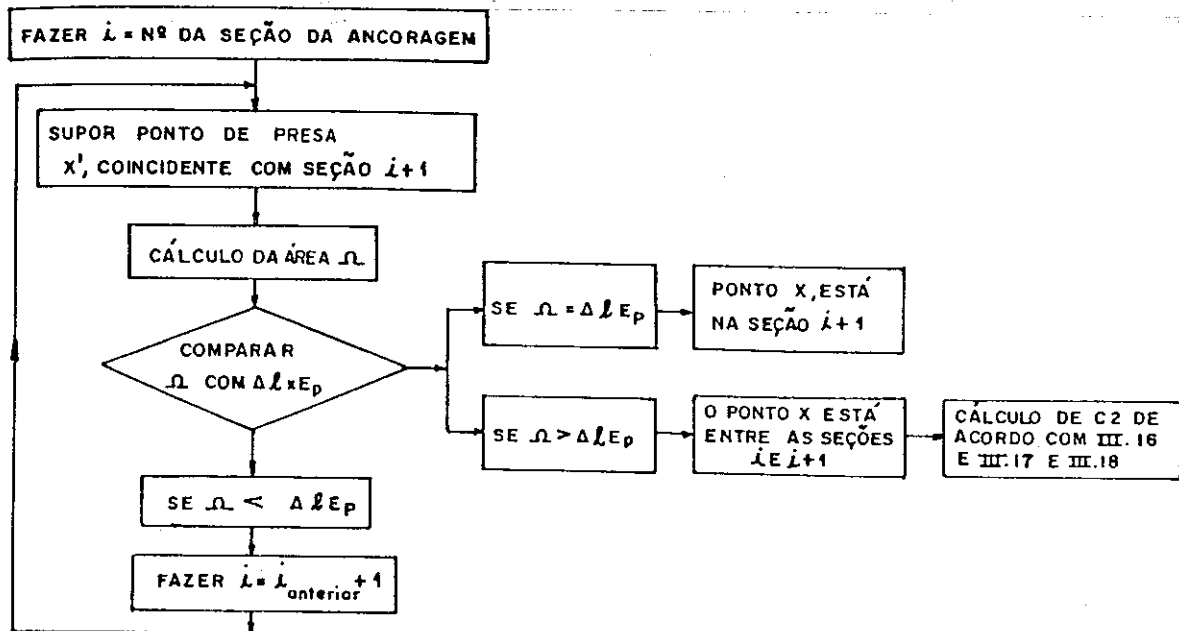


FIG. III.7 - CASO DO PONTO DE PRESA ESTAR SITUADO EM UMA SEÇÃO INTERMEDIÁRIA

O procedimento deste cálculo, está resumida_{mente} esquematizado no Quadro III.6.



QUADRO III.6 - ROTEIRO PARA O CÁLCULO DA PERDA POR DEFORMAÇÃO DAS ANCORAGEM

Um caso particular ocorre quando a área $\bar{\Omega}$, contida entre as curvas 1, 2, 3, ... K e 1', 2', 3', ... K, é menor que $\Delta l x E_p$, sendo K o ponto de imobilidade por atrito. A curva 1', 2', 3', ... K é a 1, 2, 3, ... K rebatida em torno de K'K. Nesta situação há uma queda de tensão $\Delta\sigma$, no ponto K, conforme mostra Fig.III.8, de tal maneira que a área $\bar{\Omega}$ entre 1, 2, 3, ... K e 1'', 2'', 3'' ... K'' seja igual a $\Delta l x E_p$. Desta forma pode-se escrever a igualdade:

$$\Delta l E_p = x_2 \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \sigma_k \right) + x_3 \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} - \sigma_k \right) + \dots + C_1 \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_k}{2} - \sigma_k \right) + \frac{\Delta\sigma}{2} \left(C_1 + \sum_{j=1}^i x_j \right) \cdot 2 \quad (III.19)$$

Como os valores de C_1 e σ_k são conhecidos da análise de perda por atrito, o valor de $\Delta\sigma$ está determinado.

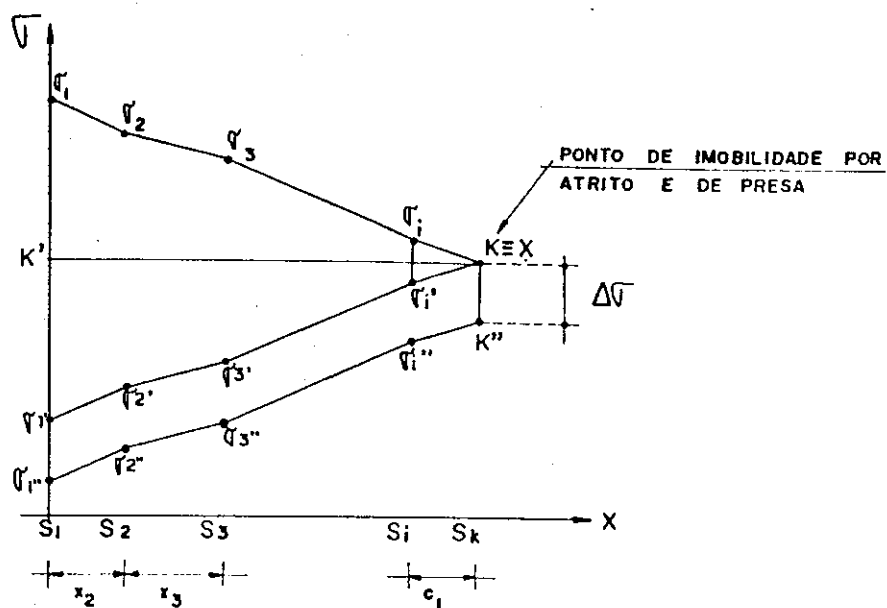


FIG.III.8 - CASO PARTICULAR EM QUE O PONTO DE IMOBILIDADE POR ATRITO SOFRE PERDA POR DEFORMAÇÃO DE ANCORAGEM

III.5 - PERDA POR DEFORMAÇÃO INSTANTÂNEA DO CONCRETO

Se todos os cabos de uma estrutura, fossem protendidos simultaneamente, não haveria perda de protensão por deformação instantânea de concreto. Porém, em geral, os cabos são protendidos um de cada vez. No caso de pontes em balanços progressivos tem-se na verdade, um conjunto de etapas de protensão. Cada etapa corresponde à protensão de um conjunto de cabos protendidos individualmente, no máximo dois a dois simultaneamente, solidarizados ao concreto através de injeção de argamassa de cimento.

A cada aduela colocada ou moldada na estrutura, corresponderá uma etapa de protensão. Pode-se perceber pois, que existem dois tipos de perdas por deformação imediata do concreto a serem analisados. Uma primeira ocorre, quando da efetivação da protensão da fase s , nos cabos desta mesma fase, devido a sua própria protensão. Notar, que neste caso a armadura de protensão só é solidária ao concre

to nas suas ancoragens. O segundo tipo de perda $\bar{\epsilon}$ da que ocorre nos cabos da fase s devido a protensão dos cabos das fases posteriores.

No primeiro tipo de perda não é necessário, em função de sua magnitude, uma precisão maior, podendo-se definir uma perda média para os cabos da fase, que é proporcional a:

$$\Delta \epsilon_c = \epsilon_c \frac{n_v - 1}{2n_v} \quad (\text{III.20})$$

com

$$\epsilon_c = \left(\frac{1}{E_c} \times \left(\frac{N_p}{A_{ch}(s-1)} \right) + \frac{M_p}{I_h(s-1)} e_{c.g.} \right) \quad (\text{III.21})$$

onde: n_v = número de cabos da etapa u de protensão;

N_p , M_p = normal e momento fletor de protensão total na seção de ancoragem;

$e_{c.g.}$ = distância do centro de gravidade da peça ao da armadura de protensão.

As expressões III.20 e 21 serão utilizadas nas seções das ancoragens, e a perda será considerada atuante ao longo de todo o cabo.

Para calcular a perda de protensão por deformação imediata do concreto, em um cabo, devido a protensão dos cabos das etapas posteriores, deve-se atentar para dois fatos: a) o cabo em análise encontra-se aderente ao concreto; b) a cada etapa de protensão está, em geral, associada o efeito do peso próprio de uma aduela.

Os esforços de peso próprio em cada etapa da obra são conhecidos, através dos cálculos desenvolvidos no capítulo I, e o efeito de protensão atuante em cada seção pode ser facilmente determinado mediante o que foi exposto nos itens anteriores. Basta assim calcular a deformação especí-

fica do concreto, no centro de gravidade da barra de protensão para se obter a perda de protensão em tensão. A fórmula desta perda fica sendo:

$$\Delta\sigma(k) = \left(\frac{\sum_{i=1}^{n_u} N_{ip}(u)}{A_h^u} + \frac{(\sum_{i=1}^{n_u} N_i(u)e_i) + M_g(u)e_k}{I_h^u} \right) \alpha_e$$

onde: $N_{ip}(u)$ = \bar{e} o esforço normal de protensão do cabo i , protendido na etapa u , considerada as perdas por atrito e deformação da ancoragem;

e_i = excentricidade do cabo i ;

$M_g(u)$ = momento fletor de carga permanente, introduzido na etapa u , considerada;

α_e = relação entre os módulos de elasticidade do aço de protensão e do concreto;

$\Delta\sigma(k)$ = perda de tensão que o cabo k sofre entre uma etapa anterior a u sob o efeito da efetivação desta;

e_k = excentricidade do cabo k ;

n_u = número de cabos protendidos na etapa u .

Na fórmula III.22, se for usado no lugar de e_k , a distância do c.g. de um grupo de cabos tem-se a perda média deste conjunto.

to de idade consiste em substituir a integral $\int_{t_0}^t \phi(t, \tau) d\sigma(\tau)$ por $[\sigma(t) - \sigma(t_0)] \mu(t, t_0) \phi(t, t_0)$.

O valor $\mu(t, t_0)$ deve ser considerado como um fator de ajustamento, em geral de redução, a ser aplicado à deformação específica causada por $\Delta\sigma(t) \phi(t, t_0)$, no "intervalo" de tensão $\Delta\sigma(t) = \sigma(t) - \sigma(t_0)$ (imaginado todo aplicado em $\tau = t_0$). Este fator leva em conta que a deformação específica do concreto, causada por $d\sigma(t) \phi(t, \tau)$ em cada "intervalo" de tensão no período t_0-t , é reduzida devido ao efeito da idade do concreto (isto é $\phi(t, \tau) \leq \phi(t, t_0)$).

Quando a função deformação lenta é definida por $\phi(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}}$ o fator de ajustamento é introduzido com um multiplicador $\chi(t, t_0)$ na parte da deformação específica que se desenvolve ao longo do tempo podendo-se, desta forma, escrever:

$$\int_{t_0}^t \phi(t, \tau) d\sigma(\tau) = [\sigma(t) - \sigma(t_0)] \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \chi(t, t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right]$$

Lembrando a definição do módulo efetivo, já visto anteriormente, pode-se escrever o módulo efetivo com idade ajustada:

$$E_{c,adj}(t, t_0) = \frac{1}{\mu(t, t_0) \phi(t, t_0)} = \frac{E_c(t_0)}{1 + \chi(t, t_0) \frac{E_c(t_0)}{E_{c28}} \varphi(t, t_0)} \quad (IV.27)$$

e a expressão geral de deformação fica:

$$\epsilon_{tot}(t, t_0) = \epsilon_n(t) + \frac{\sigma(t_0)}{E_{c,ef}} + \frac{\Delta\sigma(t)}{E_{c,adj}} \quad (IV.28)$$

A determinação do coeficiente de idade $\chi(t, t_0)$ para um problema genérico, requereria, não se conhecendo a história de tensões a priori, a solução de IV.18. Desta forma, é claro, não haveria vantagem nenhuma na utilização deste método. É possível, porém, escolher-se expressões para a fun-

ção $\chi(t, t_0)$, que são exatas em alguns casos especiais e aproximadas, com boa precisão, para a maioria dos problemas estruturais ligados à deformação lenta. A determinação do coeficiente $\chi(t, t_0)$ não será tratado neste trabalho e pode ser encontrado em [11].

No exemplo numérico desenvolvido no capítulo VI será utilizado o método da tensão média, mas reafirma-se a possibilidade de se empregar os outros métodos sem nenhuma dificuldade.

IV.4 - CÁLCULO DA PERDA DE PROTENSÃO POR RETRAÇÃO E DEFORMAÇÃO LENTA

As seguintes hipóteses simplificadoras serão introduzidas para que se consiga resolver o problema, sem lançar mão de processos extremamente sofisticados: a) a armadura de protensão será considerada concentrada em um mesmo nível; b) considerar-se-ão constantes as características viscoelásticas ao longo de uma aduela; c) a influência da armadura passiva no comportamento reológico pode ser desprezada.

Considere-se inicialmente, apenas uma etapa de protensão atuante no trecho da estrutura, com concreto de mesma idade. Nesta situação deve-se compatibilizar as variações de deformação específica da armadura de protensão, com as do concreto em torno da mesma.

A variação de deformação no concreto é dada por:

$$\Delta \epsilon_c(t, t_0) = a_{i1} E(t_0) [X(t) - X(t_0)] \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \chi(t, t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right] + [a_{i0} + a_{i1} X(t_0)] E_c(t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} + a_n(t) - a_n(t_0) \quad (IV.28)$$

com:

- $\Delta_{c_i}(t)$ - deformação do concreto, no tempo t , em torno do ponto i ;
- a_{i1} - deformação elástica do ponto i devido o esforço X unitário;
- $X(t)$ - esforço de transferência entre aço e concreto no tempo t ;
- $\chi(t, t_0)$ - módulo de ajustamento;
- a_{i0} - deformação elástica no ponto i devido o carregamento de peso próprio.

A variação da deformação na armadura é dada por:

$$\Delta s_i(t) - \Delta s_i(t_0) = - [X_i(t) - X_i(t_0)] a_{s_{i1}} \quad (IV.29)$$

com $a_{s_{i1}}$ - deformação da armadura em torno do ponto i devido o esforço $X=1$

Pode-se agora escrever:

$$a_{i1} E(t_0) [X(t) - X(t_0)] \left[\frac{1}{E(t_0)} + X(t, t_0) \frac{\Phi(t, t_0)}{E_{c28}} \right] - [X(t) - X(t_0)] a_{s_{i1}} + [a_{i0} + a_{i1} X(t_0)] \cdot E(t_0) \frac{\Phi(t, t_0)}{E_{c28}} + a_n(t) - a_n(t_0) = 0 \quad (IV.30)$$

onde a_{i1} é, neste caso igual a:

$$\frac{\sigma_{cp}(t_0)}{E(t_0) X(t_0)}$$

com $\sigma_{cp}(t_0)$ a tensão inicial no concreto no nível da armadura de protensão causada pela força de protensão $X(t_0)$.

a_{i0} - No caso presente é igual a:

$$\frac{\sigma_{cg}(t_0)}{E_c(t_0)}$$

com $\sigma_{cg}(t_0)$ sendo a tensão inicial no concreto, no nível da armadura, devido as cargas permanentes e

$$a_{s_{i1}} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p X(t_0)}$$

com σ_{p0} igual ao valor da tensão na armadura devido a força $X(t_0)$.

$a_n(t)$ - Deformação no ponto devido a retração.

Isolando o termo $X(t)-X(t_0)$ da expressão (IV.30) tem-se:

$$X(t)-X(t_0) = \frac{-[a_{i0} + a_{i1} X(t_0)] E(t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} - \epsilon_s(t, t_0)}{-\frac{\sigma_{p0}}{E_p X(t_0)} + \frac{\sigma_{cp}(t_0)}{X(t_0)} \left[\frac{1}{E(t_0)} + X(t, t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right]}$$

onde $\epsilon_s(t, t_0) = a_n(t) - a_n(t_0)$, substituindo ainda os valores de a_{i1} , a_{i0} e dividindo ambos os membros por $X(t_0)$ tem-se:

$$\frac{X(t) - X(t_0)}{X(t_0)} = \frac{[\sigma_{cg}(t_0) + \sigma_{cp}(t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{28}} + \epsilon_s(t, t_0)] E_p}{\sigma_{p0} - \sigma_{cp}(t_0) \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + X(t, t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{28}} \right] E_p}$$

Lembrando que $\frac{X(t) - X(t_0)}{X(t_0)} = \frac{\sigma_{pt} - \sigma_{p0}}{\sigma_{p0}}$ chega-se finalmente a:

$$\sigma_p(t) - \sigma_p(t_0) = \Delta\sigma(t, t_0) = \frac{\epsilon_s(t, t_0) E_p + \frac{E_p}{E_{c28}} \varphi(t, t_0) [\sigma_{cg} + \sigma_{cp}(t_0)]}{1 - \frac{\sigma_{cp}(t_0)}{\sigma_{p0}} \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + X(t, t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right] E_p} \quad (IV.31)$$

Na expressão anterior foi utilizado o método do módulo efetivo com idade corrigida, lembra-se que basta substituir o valor de $X(t, t_0)$ por 0,5 para se ter o método da tensão média.

No caso das estruturas em balanços progressivos, com cretadas no local, tem-se características viscoelásticas diferentes para cada aduela, além do que, existirão diversas etapas de protensão. Desta forma, levando em conta a hipótese simplificadora de que ao longo de uma aduela as características viscoelásticas são constantes, pode-se escrever que a deformação de um ponto qualquer da estrutura, em particular um ponto do nível da armadura, é igual a:

$$\Delta\epsilon_i(t) = a_n(t) + \sum_{\ell=1}^h a_{\ell i0} + a_{\ell i1} X(t) \varphi_{\ell}(t, t_0) E_{\ell}(t_0) + \sum_{\ell=1}^h E_{\ell}(t_0) a_{i\ell} [X(t) - X(t_0)] \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + X(t, t_0) \frac{\varphi_{\ell}(t, t_0)}{E_{c28}} \right] \quad (IV.32)$$

Na expressão anterior os termos $a_{\ell 10}$, $a_{\ell 11}$, representam a contribuição da ℓ -ésima aduela em um total de h . A deformação da armadura ficaria:

$$\Delta_{s i}(t) = X(t) a_{s 11} \quad (IV.33)$$

e igualando a variação de deformações chega-se à fórmula aproximada análoga à (IV.31):

$$\Delta \sigma(t, t_0) = \frac{\epsilon_s(t, t_0) E_p + \frac{E_p}{E_{c28}} \frac{h}{\sum_{\ell=1}^{\ell} \varphi_{\ell}(t, t_0) [\sigma_{cg\ell} + \sigma_{cp\ell}(t_0)]}{1 - \frac{\sigma_{cd, \ell}(t_0)}{\sigma_{p0}} \left[\frac{1}{E_{c\ell}(t_0)} + \chi(t, t_0) \frac{\varphi_{\ell}^*(t, t_0)}{E_{c28}} \right] E_p} \quad (IV.34)$$

onde se subdivide o intervalo de tempo total em ℓ intervalos, o primeiro corresponde à data da protensão da 1ª aduela até a da segunda, e assim sucessivamente. O último intervalo seria da protensão da última aduela até o tempo infinito. Destaque-se finalmente que o coeficiente $\varphi_{\ell}^*(t, t_0)$ deve ser um valor médio, que leve em conta que próximo a fibra em estudo existem armaduras ativas protendidas em tempos distintos.

IV.5 - CÁLCULO DA PERDA DE PROTENSÃO CONSIDERANDO A RELAXAÇÃO DA ARMADURA

No item IV.2, foram definidas as expressões utilizadas no cálculo da relaxação de armaduras mantidas sob deformação constante. Este tipo de relaxação é chamado de "relaxação pura".

Um cabo de protensão não fica, porém, submetido à deformação constante, pois as deformações progressivas do concreto conduzem a uma variação da deformação do aço, ocorrendo assim um fenômeno em cadeia que apresenta uma convergência.

Assim o cálculo de perda de protensão, pode ser feito por iteração em que se supõe primeiramente:

$$\Delta\sigma_{p, c + s + r} = \Delta\sigma_{p, c + s} + \Delta\sigma_{p, r}$$

lembrando que $\Delta\sigma_{p, c + s}$ é calculado pela fórmula IV.35, de-se em seguida usar a fórmula empírica, recomendada CEB-78, para o valor da tensão inicial de protensão.

$$\sigma_p = \sigma_{po} + \alpha \sigma_{cg} + 0,3 \Delta\sigma_{p, c + s + r}$$

Conhecido o valor de σ_p , calcula-se a relação $re = \frac{M_{re}}{A_p \sigma_p}$ pode-se obter o seu valor ψ_{re} correspondente, e assim

$$\Delta\sigma_{pr} = \psi_{re} \cdot \sigma_p \quad (IV.36)$$

Com o valor de $\Delta\sigma_{pr}$ pode-se escrever finalmente:

$$\Delta\sigma_{p, c+s+r}(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr} + \epsilon_s(t, t_0) E_p + \frac{E_p}{E_{c28}} \sum_{\ell=1}^n \varphi_{\ell}(t, t_0) [\sigma_{cg} + \sigma_{cp}(t_0)]}{1 - \frac{\sigma_{cp}(t_0)}{\sigma_{po}} \left[\frac{1}{E_{\ell}(t_0)} + \frac{x(t, t_0) \varphi_{\ell}^*(t, t_0)}{E_{c28}} \right] E_p}$$

retornando este último valor em (IV.35) e sucessivamente até que se obtenha uma pequena diferença entre os valores σ_p .

Lembra-se finalmente que, para se aplicar o método da tensão média, basta utilizar a expressão IV.35 com $x(t, t_0) = 0,5$.

CAPÍTULO V

CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES E AVALIAÇÃO DO MOMENTO DE FECHAMENTO DA ESTRUTURA

V.1 - INTRODUÇÃO

* As deformações mais importantes, no caso desta estrutura, serão as flechas verticais que ocorrem nas extremidades das aduelas nas diversas etapas de protensão e a rotação da extremidade livre do balanço na época em que se procede o fechamento da estrutura

* O conhecimento das flechas é importante para que se possa, durante a execução controlar ou corrigir a posição na vertical de cada extremidade dos balanços, possibilitando um fechamento da estrutura em nível.

* O valor da rotação na extremidade do balanço, antes do fechamento, é utilizado para o cálculo do momento, que ocorre após esta etapa construtiva, devido o impedimento das deformações deferidas.

Para ilustrar este efeito, considere-se uma estrutura homogênea, linear, com apoios ou restrições, isotropa e com coeficiente de Poisson constante. Considera-se a estrutura homogênea, quando as propriedades de deformação lenta puderem ser supostas as mesmas para todos os pontos. Isto significa desprezar a quantidade de água contida no concreto, o efeito da idade e a presença do aço. Para este tipo de estrutura enuncia-se os dois princípios da viscoelasticidade linear que são [11]:

1º PRINCÍPIO: Em uma estrutura homogênea, com apoios rígidos, o estado elástico de tensões ($\sigma_{ij}^{el}(t)$) devido a um sistema de forças genéricas aplicadas na superfície não é modificado pela deformação lenta, enquanto o estado elástico das deformações ($U_i^{el}(t)$) é modificado

através de um operador afim ao da inia
de deformação lenta. Resumidamente:

$$\sigma_{ij}(t) = \sigma_{ij}^{el}(t)$$

$$U_i(t) = E_{co} \int_0^t \phi(t, \tau) dU_i^{el}(\tau)$$

com $\sigma_{ij}^{el}(t)$ -valor da tensão na fase el
ca no tempo t para um módulo de deform
dade $E_c = E_{co}$. $U_i^{el}(t)$ -valor do deslocamento
na fase elástica no tempo t causado por ca
gas de superfície ou volumétricas.

$\sigma_{ij}(t)$; $U_i(t)$ - ídem as definições anteri
res, quando não se considera apenas a fase
lástica.

2º PRINCÍPIO: Em uma estrutura homogênea, com suporte
gidos, o estado elástico de deformação
devido a um sistema de deslocamento
vel prescrito de superfície, ou devido a
deformação específica inelástica $\epsilon_n(t)$
é modificado pela deformação lenta, en
to o estado elástico de tensões é modifi
do através de um operador afim ao da relaxa
ção. Resumidamente:

$$U_i(t) = U_i^{el}(t)$$

$$\sigma_{ij}(t) = \frac{1}{E_{co}} \int_0^t r(t, \tau) d\sigma_{ij}^{el}(\tau)$$

onde $r(t, \tau)$ é a função relaxamento, ou seja
a tensão no tempo t causada por uma deforma
ção específica, constante, unitária
do desde o tempo 0 até o tempo t.

CAPÍTULO IV

PERDAS DE PROTENSÃO AO LONGO DO TEMPO

IV.1 - INTRODUÇÃO

O cálculo das perdas de protensão dos cabos das pontes em balanços progressivos é, na verdade, uma parte do estudo do comportamento reológico das estruturas em concreto. No caso das estruturas em balanços progressivos, este estudo, em geral, não é simples pois, além das diversas etapas de carregamento e de protensão têm-se, usualmente, uma estrutura com características viscoelásticas variando ao longo do eixo longitudinal. O conhecimento do comportamento reológico da estrutura, implicará, obviamente, na determinação dos estados de deformação durante e após as fases construtivas, assim como, o conhecimento da redistribuição de esforços que surgem quando há mudança do esquema estrutural. Assim, procura-se, na introdução deste capítulo, delinear primeiramente a forma utilizada no estudo do comportamento reológico das estruturas em balanços progressivos.

O estudo das estruturas de concreto, levando-se em conta o comportamento reológico do material, depende do estabelecimento de processos e métodos que levem em conta as características dos materiais e a característica da estrutura. Deve-se primeiramente determinar métodos de previsão da retração e deformação lenta (problema de propriedades características dos materiais), e em seguida definir processos numéricos que considerem os efeitos reológicos do material interferindo na estrutura (problema de análise estrutural), com uma precisão razoável.

Quanto ao efeito estrutural, o comportamento reológico do concreto e do aço, se faz sentir de três maneiras:

- a) perda de tensão na armadura de protensão;

- b) aumento das deformações ao longo do tempo;
- c) redistribuição de esforços, quando o esquema estrutural inicial é mudado.

Neste capítulo procura-se apenas estudar a perda de protensão. O cálculo das deformações ao longo do tempo, assim como a redistribuição dos esforços devido à mudança do sistema estrutural, serão considerados no capítulo V.

Os três principais fenômenos que interferem nas perdas de protensão ao longo do tempo são: a retração, a deformação lenta do concreto e a relaxação da armadura. Desses três, apenas a retração não sofre a interferência dos outros dois, apesar de os influenciar.

Em uma estrutura em balanço progressivo, além do efeito dos fenômenos citados anteriormente, deve-se levar em conta que a carga permanente e os esforços de protensão são modificados a cada etapa construtiva. Isto impõe a necessidade do conhecimento da relaxação do aço, da retração e deformação lenta em um tempo genérico que não o infinito, como é usual no caso da análise das estruturas comuns. Desta forma, o primeiro passo a ser dado, é definir expressões que traduzam, com precisão razoável, os três fenômenos, ao longo do tempo, mesmo que considerados isoladamente. Em seguida deve-se, através de processos numéricos, considerar estes efeitos atuando simultaneamente na estrutura e então analisar a perda de protensão.

Ainda dentro deste capítulo, procura-se fazer um breve resumo dos métodos numéricos que mais se utilizam no cálculo das perdas de protensão, e desenvolver um deles, tendo o cuidado de fazê-lo de tal forma que permita ao leitor transformar, sem muita dificuldade, as expressões deste outro método.

IV.2 - EXPRESSÕES PARA O CÁLCULO DA RETRAÇÃO, DEFORMAÇÃO LENTA DO CONCRETO E RELAXAÇÃO DA ARMADURA

Neste ítem são estabelecidas expressões que permitem avaliar, a relaxação do aço, a retração e a deformação lenta do concreto, supondo atuação de cada um deles i soladamente.

Para tanto, resumem-se as características principais dos métodos mais conhecidos, descrevendo com detalhes as expressões oriundas de um deles (CEB-78) para posterior utilização.

Apesar de ser estudado desde há muito tempo, o comportamento reológico do concreto, assim como o do aço, apresentam alguns aspectos que continuam obscuros. A maioria das normas apresentam as equações constitutivas da deformação lenta e retração, baseadas em interpretações simplistas do fenômeno. Resumidamente, pode-se citar, como propostas mais conhecidas ou utilizadas na avaliação de deformação lenta e retração as seguintes:

- a) a do CEB-78, baseada principalmente nos trabalhos de H. Rusch e Junwirth;
- b) da ACI, baseada nos estudos de Brenson;
- c) proposta anterior do CEB-70, baseada no mêtodo simplificado da "Britisch Concrete Society";
- d) a de Bazant e Panula, que considera dois níveis de precisão.

A versão mais precisa baseia-se no estudo fĩsico do mecanismo. A mais simples deriva da anterior, e procura ater-se às necessidades dos códigos de obras e aos valores a serem utilizados em projetos.

Comparações e discussões sobre as propostas anteriores, estão se processando ainda hoje e, algumas conclusões importantes poderão ser obtidas na medida que houver um progresso maior no:

- a) estudo da parte fĩsica do problema;

- b) organização, sintetização e comparação profusa de resultados experimentais;
- c) otimização das técnicas de cálculo analítico com os dados apropriados.

Dã-se preferência neste trabalho à proposta do CEB-78, na medida que representa um progresso em relação às fórmulas existentes na redação anterior da NB-116, consegue levar em conta em sua formulação um número maior de parâmetros, tais como a variação de temperatura, a consistência do concreto, etc.

Caso se queira utilizar outra proposta não a do CEB-78, deve-se substituir as expressões que foram utilizadas neste item pelas análogas, podendo-se manter os mesmos critérios deste e dos demais capítulos.

As características básicas da formulação do CEB-78, para a deformação lenta são:

- a) hipótese da deformação lenta linear;
- b) consideração de modelo único para os casos em que se tem a mudança de umidade do meio ambiente e para os casos em que não há mudanças;
- c) consideração do efeito da idade do concreto por uma formulação de somatórios de células, ao contrário das propostas do CEB-70 e a de Bazant - Panula que são controladas por produtos;
- d) admissão da constância do coeficiente de Poisson, resultando na possibilidade de transformar o estudo tensão-deformação em um problema uniaxial;
- e) consideração como parâmetros do material a resistência, a consistência da mistura e a velocidade de endurecimento do concreto;
- f) faz uma estimativa genérica dos efeitos de temperatura, umidade e espessura de elemento.

Exclui do estudo as situações em que há grandes variações de temperatura e umidade.

A expressão da deformação específica do concreto devido a deformação lenta é dado, segundo o CE-78, por:

$$\epsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma_0}{E_{c28}} \varphi(t, t_0) \quad (IV.1)$$

onde E_{c28} é o módulo de deformação longitudinal do concreto aos 28 dias.

$\varphi(t, t_0)$ é o coeficiente de deformação lenta, que é dado por:

$$\varphi(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \psi_d \beta_d(t - t_0) + \beta_f(t_0) \quad (IV.2)$$

com:

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \left(1 - \frac{f_c(t_0)}{f_{c\infty}} \right) \quad (IV.3)$$

onde a relação $\frac{f_c(t_0)}{f_{c\infty}}$ é dada pela expressão (pag. 13) :

$$\frac{f_c(t_0)}{f_{c\infty}} = \frac{9t_0(t_0 + 42)}{(9t_0 + 40) \times (t_0 + 61)} \quad (IV.4)$$

ψ_d é o coeficiente de elasticidade diferida igual a 0,4, e

φ_f , coeficiente de plasticidade diferida igual a $\varphi_{f1} \times \varphi_{f2}$
onde:

φ_{f1} = depende do meio ambiente (Tabela IV.1)

φ_{f2} = depende da espessura fictícia da peça e p_0
de ser calculada pela expressão:

$$\varphi_{f2} = \frac{42 + h_0}{20 + h_0} \quad (IV.5)$$

onde o valor de h_0 , espessura fictícia, deverá ser considerado em cm.

A espessura fictícia \bar{e} é dada por:

$$h_0 = \frac{2A}{\mu} \cdot \lambda \quad (IV.6)$$

onde:

λ = coeficiente que depende do meio ambiente (tab.IV.1);

A = área da seção de concreto;

μ = perímetro da seção transversal em contacto com a atmosfera.

TABELA IV.1 VALORES P/ CONCRETOS COM ABATIMENTO DE 4cm				
MEIO AMBIENTE	UMIDADE RELATIVA	COEFICIENTES		COEFICIENTE λ
		DEF. LENTA φ_{f1}	RETRAÇÃO ϵ_{s4}	
ÁGUA, CHUVA	—	0,8	+ 0,00010	30
ATMOSFERA ÚMIDA	90 %	1,0	- 0,00013	5
EXTERIOR EM GERAL	70 %	2,0	- 0,00032	1,5
ATMOSFERA SÊCA	40 %	3,0	- 0,00052	1,0

OBS: PARA ABATIMENTO S=1cm PREVER UM DESCONTO EM φ_{f1} E ϵ_{s4} EM 25%, PARA ABATIMENTO DE 10 cm UM ACRÉSCIMO DE 25% NOS VALORES CITADOS.

β_d é a função correspondente ao desenvolvimento, ao longo do tempo, da deformação elástica diferida, da

da pela expressão:

$$\beta_d(t-t_0) = \frac{(t-t_0) + 20}{(t-t_0) + 70} \quad (IV.7)$$

β_f é a função correspondente ao desenvolvimento, ao longo do tempo, da plasticidade diferida, dada pela expressão:

$$\beta_f = \frac{t^2 + At + B}{t^2 + Ct + D} \quad (IV.8)$$

onde:

$$A = 42h_0^3 - 350h_0^2 + 588h_0 + 113;$$

$$B = 768h_0^3 - 3060h_0^2 + 3234h_0 - 23;$$

$$C = -200h_0^3 + 13h_0^2 + 1090h_0 + 183;$$

$$D = 7579h_0^3 - 31916h_0^2 + 35343h_0 + 1931;$$

$$h_0 = \text{espessura fictícia da peça em m;}$$

$$t_0 = \text{idade do concreto no momento da aplicação da carga ao mesmo.}$$

$$t = \text{idade do concreto, em dias, na época em que se deseja calcular a deformação.}$$

Para se levar em conta que a temperatura ambiente, durante o endurecimento do concreto, pode ser diferente de 20°C, além do tipo de concreto, a idade real do concreto deve ser corrigida por:

$$t = \frac{\alpha}{30} \sum_{t_m} \frac{t_m}{8} (T(t_m) + 10) \Delta t_m \quad (IV.9)$$

o valor de α será igual a 1 para cimentos com endurecimento normal ou lento, 2 para endurecimento rápido e 3 para concretos com endurecimento rápido e alta resistência inicial. T é a temperatura média diária do concreto, em graus centígrados.

Δt_m = número de dias em que o concreto tem temperatura média igual a T.

Convém lembrar que a deformação específica total do concreto é dada por:

$$\epsilon(t, t_0) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \epsilon_c(t, t_0) \quad (IV.10)$$

Portanto, para o CEB, o coeficiente de deformação lenta φ representa a razão entre a deformação específica lenta e imediata para a tensão aplicada aos 28 dias.

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\epsilon_c(t, t_0)}{\sigma_0/E_{c28}} \quad (IV.11)$$

O CEB define também, a função deformação lenta, que representa a deformação específica em um tempo t, para uma tensão constante unitária atuando desde t_0 , como sendo:

$$\phi(t, t_0) = \frac{\epsilon(t, t_0)}{\sigma_0} \quad (IV.12)$$

Nas estruturas em balanço progressivo torna-se necessário, como se verá adiante, calcular os coeficientes de deformação lenta relativos a diversos intervalos de tempo ($\varphi(t_1, t_0)$; $\varphi(t_2, t_1)$; etc. ...) a fim de proceder cálculos de integrações numéricas, necessários na avaliação das perdas. Neste caso é bom lembrar que a primeira parcela $\beta_a(t_0)$, da expressão IV.1, fluência plástica, é uma parcela significativa quando os esforços são aplicados no concreto novo, diminuindo consideravelmente com a idade do concreto. Esta parcela atinge seu valor total em poucas horas. Desta forma o valor de $\beta_a(t_0)$ deverá ser considerado apenas no primeiro intervalo de φ , ou seja $\varphi(t_1, t_0)$. Os termos do tipo $\beta_d(t_{i+1}-t_i)$ deverão ser obtidos a partir das diferenças dos termos $\beta_d(t_{i+1}-t_0)$ e $\beta_d(t_i-t_0)$. Os termos $\beta_f(t)$ são calculados normalmente

empregando-se a equação IV.8. Outras considerações ou critérios de cálculos, a serem estabelecidos, envolvendo os coeficientes de deformação lenta, serão esclarecidos oportunamente nos itens subsequentes deste capítulo, ou nos do capítulo VI.

O fenômeno da retração depende fundamentalmente das dimensões da peça, da composição do concreto; da temperatura e da umidade do meio ambiente.

A umidade e as dimensões da peça são considerados no parâmetro ϵ_{s0} . A composição do concreto, introduzida indiretamente, através do abatimento do mesmo, será levada em conta na definição de ϵ_{s0} . O tipo de cimento e o efeito da temperatura, são levados em conta na definição de t e t_0 .

O CEB-78 apresenta a formulação seguinte para o valor da deformação específica, em um tempo t , no concreto devido a retração:

$$\epsilon_s(t, t_0) = \epsilon_{s0} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (IV.13)$$

assim ϵ_s corresponde à deformação específica de retração ocorrida no concreto, no intervalo de tempo $t - t_0$, onde t_0 é a idade do concreto, em dias, no momento a partir do qual a influência de retração é considerada. Os valores de t e t_0 poderão ser corrigidos para levar em conta, a atuação de temperatura média diária diferente de 20°C, assim como o tipo de cimento, de acordo com IV.9, já comentada anteriormente.

O valor de ϵ_{s0} é o coeficiente básico de retração, e é igual a $\epsilon_{s1} \times \epsilon_{s2}$, onde ϵ_{s1} depende do meio ambiente, além da consistência do concreto (dado na tabela IV.1). E ϵ_{s2} depende da espessura fictícia h_0 , e é dado pela fórmula:

$$\epsilon_{s2} = \frac{33 + 2 h_0}{20,8 + 3 h_0} \quad (IV.14)$$

com h_0 em cm.

A espessura fictícia \bar{e} é dada pela expressão (IV.6).

β_s é a função correspondente ao desenvolvimento da retração ao longo tempo, dependendo da espessura fictícia. Esta função pode ser dada pela expressão:

$$\beta_s = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + 40\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\left(\frac{t}{100}\right) + E} \quad (IV.7)$$

com

$$B = 116h_0^3 - 282h_0^2 + 220h_0 - 4,8$$

$$C = 2,5h_0^3 - 8,8h_0 + 40,7$$

$$D = -75h_0^3 + 585h_0^2 + 496h_0 - 6,8$$

$$E = -169h_0^4 + 88h_0^3 + 584h_0^2 - 39h_0 + 0,1$$

t = idade do concreto em dias no instante considerado e corrigido, se necessário, com a expressão (IV.9).

h_0 = espessura fictícia em m

Quando for necessário subdividir o intervalo de tempo, para o cálculo, basta aplicar a fórmula e obter os valores correspondentes de $\beta_s(t)$.

A relaxação da armadura depende em princípio da tensão inicial oriunda da deformação imposta, da temperatura e do tipo do aço. As perdas de tensão por relaxação poderão ser obtidas através dos coeficientes ψ_{60} , ψ_{70} e ψ_{80} . Estes valores correspondem à perda de tensão, em percentagem, após 1000 horas, com 20°C, para diversas barras de aço, mantidas com comprimento constante, submetidas inicialmente à tensões de respectivamente 60, 70 e 80% da tensão de ruptura f_{ptk} . Os valores de ψ_{60} , ψ_{70} e ψ_{80} podem ser encontrados nos catálogos dos fabricantes referidos nas normas técnicas específicas [10]. Para os valores de ψ

intermediários dos anteriormente descritos, o CEB permite, que se faça uma interpolação linear a partir dos valores já anteriormente conhecidos. Não há porém, nenhuma dificuldade em considerar ψ variando, com uma parábola do 2º grau, em função da tensão inicial, conforme é visto em [28], tendo-se portanto:

$$\psi_i = a(i)^2 + bi + c \quad (IV.16)$$

com
$$i = \frac{\sigma_{po}}{f_{ptk}}$$

$$a = 50\psi_{60} - 100\psi_{70} + 50\psi_{80}$$

$$b = -75\psi_{60} + 140\psi_{70} - 65\psi_{80}$$

$$c = 28\psi_{60} - 48\psi_{70} + 21\psi_{80}$$

Como foi visto, os coeficientes ψ_{60} , ψ_{70} e ψ_{80} correspondem a ensaios em que se considera uma deformação imposta durante 1000 horas. Para tempos diferentes de 1000 horas, pode-se estimar ψ por:

$$\frac{\psi_{t2}}{\psi_{t1}} = \left(\frac{t2}{t1}\right)^{0,2} \quad (IV.17)$$

onde t_1 seria o tempo de 1000 horas e t_2 o tempo em que se deseja o coeficiente ψ . Esta fórmula deve ser comprovada por ensaios para utilização de tempos inferiores a 1000 horas.

Considera o CEB, que a relaxação final é alcançada após $0,5 \times 10^6$ horas.

A relaxação aumenta com a temperatura, devendo-se recorrer a valores de ensaios quando a temperatura se afastar de 20°C. Para valores muito diferentes de 20°C consultar catálogo do fabricante [4]

IV.3 - CÁLCULO DA DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DO CONCRETO CONSIDERANDO OS EFEITOS DA RETRAÇÃO E DEFORMAÇÃO

O conhecimento da deformação específica do concreto ao longo do tempo, é fundamental para o cálculo das perdas de protensão. Para calculá-la precisam ser adotadas algumas hipóteses simplificadoras.

Duas hipóteses básicas são adotadas neste trabalho: a) a independência das tensões e deformações da história da água contida e da variação da temperatura; b) a linearidade e superposição de efeitos, ou seja, incrementos de deformações (ou tensões) devido a tensões (ou deformações) aplicadas em tempos diferentes podem ser somados.

Sendo válidas as hipóteses anteriormente mencionadas, pode-se escrever a integral típica da deformação total, para as seguintes situações:

a) Tensão $\sigma(t)$ caracterizada por uma tensão inicial $\sigma(t_0)$:

$$\epsilon_{tot}(t, t_0) = \epsilon_n(t) + \sigma(t_0)\phi(t, t_0) + \int_{t_0}^t \phi(t, \tau) d\sigma(\tau) \quad (IV. 8)$$

b) Quando $\sigma(t)$ é caracterizada também por uma variação em "degraus" $\Delta\sigma(t_i)$ teremos:

$$\epsilon_{tot}(t, t_0) = \epsilon_n(t) + \sigma(t_0)\phi(t, t_0) + \sum_{i=1}^n \phi(t, t_i)\Delta\sigma(t_i) \quad (IV. 9)$$

onde $\epsilon_{tot}(t, t_0)$ = Deformação específica normal total que ocorre no tempo t , no concreto carregado em t_0 .

$\epsilon_n(t)$ = Deformação no tempo t , dado, que independe das deformações ou tensões, por exemplo: retração, temperatura, etc..

$\phi(t, t_0)$ = Função de deformação lenta definida por:

$$\phi(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}}$$

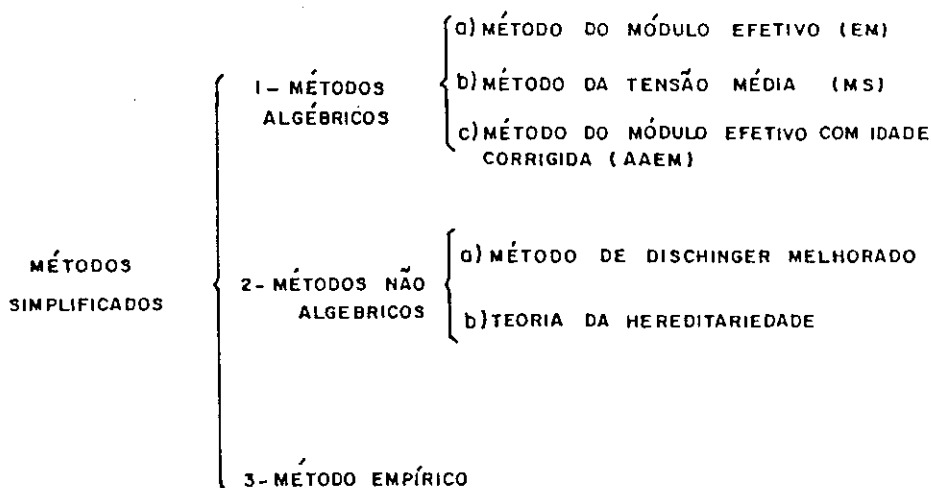
Pode-se, analogamente, definir equações integrais para o problema da relaxação do concreto vide ref. 10 .

A resolução das equações IV.18 e IV.19, pode ser feita através do método geral numérico, ou através de métodos simplificados. Descreve-se em seguida as características desses métodos, dando-se ênfase ao método simplificado.

O método geral numérico consiste em calcular a integral: $\int_{t_0}^t \phi(t, \tau) d\sigma(\tau)$ através de integrações numéricas, utilizando-se a regra "do trapézio", ou então a chamada "regra do retângulo" em que se supõe em cada intervalo de tempo, o valor de ϕ constante e igual à do final do mesmo. Assim no caso de se utilizar a regra do retangulo a expressão (IV.18) fica:

$$\epsilon_{tot}(t) - \epsilon_n(t) = \sum_{i=0}^k \phi(t, t_i) \Delta\sigma(t_i) \quad (IV.20)$$

Os métodos simplificados podem ser algébricos, não algébricos e empíricos. O Quadro IV.1 relaciona os principais métodos simplificados utilizados hoje em dia.



QUADRO IV.1 - MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA DETERMINAÇÃO DA DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DO CONCRETO AO LONGO DO TEMPO.

Devido à complexidade do problema, nas estruturas em balanço progressivo, será dada ênfase neste trabalho, por medida simplificadora, aos métodos algébricos. A seguir descreve-se as características de cada um deles.

No método do módulo efetivo (EM) substituiu-se o último termo das equações IV.18 e IV.19

$$\int_{t_0}^t \phi(t, \tau) d\sigma(\tau)$$

por: $[\sigma(t) - \sigma(t_0)] \times \phi(t, t_0)$ ficando-se com:

$$\epsilon_{tot}(t, t_0) = \epsilon_n(t) + \sigma(t)\phi(t, t_0) \quad (IV.21)$$

ou seja é desprezada a variação da tensão no intervalo.

Definindo o módulo efetivo como sendo:

$$E_{c,ef} = \frac{1}{\phi(t, t_0)} = \frac{E_c(t_0)}{1 + \frac{E_c(t_0)}{E_{c28}} \phi(t, t_0)} \quad (IV.22)$$

substituindo em (IV.21) têm-se:

$$\epsilon_{tot}(t, t_0) - \epsilon_n = \frac{\sigma(t)}{E_{c,ef}} \quad (IV.23)$$

uma equação que faz lembrar a equação elástica.

Pode-se considerar ainda o valor de E_c constante ou variável. No caso de E_c constante o valor de $E_{c,ef}$ ficará igual a:

$$E_{c,ef} = \frac{E_{c28}}{1 + \phi(t, t_0)}$$

Este método pode ser aplicado de maneira satisfatória quando a história de tensões é caracterizada por pequenas variações. Como ordem de grandeza as variações de tensões não deverão ser ultrapassadas em 15 ou 20%. Porém, como regra geral, que se aplica a todas as aproximações algébricas, pode-se aumentar a precisão do método aplicando-se a fórmula dada em alguns "degraus" através da subdivisão do intervalo de tempo $t-t_0$ em sub-intervalos.

O método da tensão média (MS) consiste em substituir o termo.

$$\int_{t_0}^t \phi(t, \tau) d\sigma(\tau) \quad \text{por:}$$

$$[\sigma(t) - \sigma(t_0)] \times \frac{\phi(t, t) + \phi(t, t_0)}{2}$$

e assim a equação (IV.18) fica dada por:

$$\epsilon_{tot}(t, t_0) = \epsilon_n(t) + \sigma(t_0) \times \phi(t, t_0) + [\sigma(t) - \sigma(t_0)] \times \frac{\phi(t, t) + \phi(t, t_0)}{2} \quad (IV.24)$$

aplicando a definição de $\phi(t, t_0)$ e lembrando também que $\phi(t, t) = 1/E(t)$ a equação IV.24 fica:

$$\epsilon_{tot}(t, t_0) = \epsilon_n(t) + \underbrace{\frac{\sigma(t_0)}{E_c(t_0)}}_1 + \underbrace{\frac{\sigma(t) + \sigma(t_0)}{2E_c} \varphi(t, t_0)}_2 + \underbrace{\frac{\sigma(t) - \sigma(t_0)}{2} \left[\frac{1}{E_c(t)} + \frac{1}{E_c(t_0)} \right]}_3 \quad (IV.25)$$

neste caso a deformação total, menos a deformação que independe de tensões, ϵ_n , fica sendo a soma de três parcelas: a 1- que é a deformação elástica inicial (no tempo t_0); a 2- a deformação lenta no tempo t devido a tensão média $\frac{\sigma(t) + \sigma(t_0)}{2}$ e 3- a variação da deformação elástica entre t e t_0 considerando a deformação elástica média no intervalo de tempo.

Quando se despreza a variação do módulo de deformabilidade do concreto e se considera portanto $E_c(t) =$ = constante = E_{c0} , fica-se com a seguinte expressão:

$$\epsilon_{tot}(t, t_0) = \epsilon_n(t) + \frac{\sigma(t)}{E_{c0}} + \frac{\sigma(t) + \sigma(t_0)}{2E_{c0}} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (IV.26)$$

Este método é mais preciso que o anterior e pode ser utilizado quando a variação de tensões não exceder 30% do valor inicial.

Finalmente o método do módulo com ajustamen

to de idade consiste em substituir a integral $\int_{t_0}^t \phi(t, \tau) d\sigma(\tau)$ por $[\sigma(t) - \sigma(t_0)] \mu(t, t_0) \phi(t, t_0)$.

O valor $\mu(t, t_0)$ deve ser considerado como um fator de ajustamento, em geral de redução, a ser aplicado à deformação específica causada por $\Delta\sigma(t) \phi(t, t_0)$, no "intervalo" de tensão $\Delta\sigma(t) = \sigma(t) - \sigma(t_0)$ (imaginado todo aplicado em $\tau = t_0$). Este fator leva em conta que a deformação específica do concreto, causada por $d\sigma(t) \phi(t, \tau)$ em cada "intervalo" de tensão no período t_0-t , é reduzida devido ao efeito da idade do concreto (isto é $\phi(t, \tau) \leq \phi(t, t_0)$).

Quando a função deformação lenta é definida por $\phi(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}}$ o fator de ajustamento é introduzido com um multiplicador $\chi(t, t_0)$ na parte da deformação específica que se desenvolve ao longo do tempo podendo-se, desta forma, escrever:

$$\int_{t_0}^t \phi(t, \tau) d\sigma(\tau) = [\sigma(t) - \sigma(t_0)] \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \chi(t, t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right]$$

Lembrando a definição do módulo efetivo, já visto anteriormente, pode-se escrever o módulo efetivo com idade ajustada:

$$E_{c,adj}(t, t_0) = \frac{1}{\mu(t, t_0) \phi(t, t_0)} = \frac{E_c(t_0)}{1 + \chi(t, t_0) \frac{E_c(t_0)}{E_{c28}} \varphi(t, t_0)} \quad (IV.27)$$

e a expressão geral de deformação fica:

$$\epsilon_{tot}(t, t_0) = \epsilon_n(t) + \frac{\sigma(t_0)}{E_{c,ef}} + \frac{\Delta\sigma(t)}{E_{c,adj}} \quad (IV.28)$$

A determinação do coeficiente de idade $\chi(t, t_0)$ para um problema genérico, requereria, não se conhecendo a história de tensões a priori, a solução de IV.18. Desta forma, é claro, não haveria vantagem nenhuma na utilização deste método. É possível, porém, escolher-se expressões para a fun-

ção $\chi(t, t_0)$, que são exatas em alguns casos especiais e aproximadas, com boa precisão, para a maioria dos problemas estruturais ligados à deformação lenta. A determinação do coeficiente $\chi(t, t_0)$ não será tratado neste trabalho e pode ser encontrado em [11].

No exemplo numérico desenvolvido no capítulo VI será utilizado o método da tensão média, mas reafirma-se a possibilidade de se empregar os outros métodos sem nenhuma dificuldade.

IV.4 - CÁLCULO DA PERDA DE PROTENSÃO POR RETRAÇÃO E DEFORMAÇÃO LENTA

As seguintes hipóteses simplificadoras serão introduzidas para que se consiga resolver o problema, sem lançar mão de processos extremamente sofisticados: a) a armadura de protensão será considerada concentrada em um mesmo nível; b) considerar-se-ão constantes as características viscoelásticas ao longo de uma aduela; c) a influência da armadura passiva no comportamento reológico pode ser desprezada.

Considere-se inicialmente, apenas uma etapa de protensão atuante no trecho da estrutura, com concreto de mesma idade. Nesta situação deve-se compatibilizar as variações de deformação específica da armadura de protensão, com as do concreto em torno da mesma.

A variação de deformação no concreto é dada por:

$$\Delta \epsilon_c(t, t_0) = a_{i1} E(t_0) [X(t) - X(t_0)] \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \chi(t, t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right] + [a_{i0} + a_{i1} X(t_0)] E_c(t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} + a_n(t) - a_n(t_0) \quad (IV.28)$$

com:

- $\Delta_{ci}(t)$ - deformação do concreto, no tempo t , em torno do ponto i ;
- a_{i1} - deformação elástica do ponto i devido o esforço X unitário;
- $X(t)$ - esforço de transferência entre aço e concreto no tempo t ;
- $\chi(t, t_0)$ - módulo de ajustamento;
- a_{i0} - deformação elástica no ponto i devido o carregamento de peso próprio.

A variação da deformação na armadura é dada por:

$$\Delta s_i(t) - \Delta s_i(t_0) = - [X_i(t) - X_i(t_0)] a_{s_{i1}} \quad (IV.29)$$

com $a_{s_{i1}}$ - deformação da armadura em torno do ponto i devido o esforço $X=1$

Pode-se agora escrever:

$$a_{i1} E(t_0) [X(t) - X(t_0)] \left[\frac{1}{E(t_0)} + X(t, t_0) \frac{\Phi(t, t_0)}{E_{c28}} \right] - [X(t) - X(t_0)] a_{s_{i1}} + [a_{i0} + a_{i1} X(t_0)] \cdot E(t_0) \frac{\Phi(t, t_0)}{E_{c28}} + a_n(t) - a_n(t_0) = 0 \quad (IV.30)$$

onde a_{i1} é, neste caso igual a:

$$\frac{\sigma_{cp}(t_0)}{E(t_0) X(t_0)}$$

com $\sigma_{cp}(t_0)$ a tensão inicial no concreto no nível da armadura de protensão causada pela força de protensão $X(t_0)$.

a_{i0} - No caso presente é igual a:

$$\frac{\sigma_{cg}(t_0)}{E_c(t_0)}$$

com $\sigma_{cg}(t_0)$ sendo a tensão inicial no concreto, no nível da armadura, devido as cargas permanentes e

$$a_{s_{i1}} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p X(t_0)}$$

com σ_{p0} igual ao valor da tensão na armadura devido a força $X(t_0)$.

$a_n(t)$ - Deformação no ponto devido a retração.

Isolando o termo $X(t)-X(t_0)$ da expressão (IV.30) tem-se:

$$X(t)-X(t_0) = \frac{-[a_{i0} + a_{i1} X(t_0)] E(t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} - \epsilon_s(t, t_0)}{-\frac{\sigma_{p0}}{E_p X(t_0)} + \frac{\sigma_{cp}(t_0)}{X(t_0)} \left[\frac{1}{E(t_0)} + X(t, t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right]}$$

onde $\epsilon_s(t, t_0) = a_n(t) - a_n(t_0)$, substituindo ainda os valores de a_{i1} , a_{i0} e dividindo ambos os membros por $X(t_0)$ tem-se:

$$\frac{X(t) - X(t_0)}{X(t_0)} = \frac{[\sigma_{cg}(t_0) + \sigma_{cp}(t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{28}} + \epsilon_s(t, t_0)] E_p}{\sigma_{p0} - \sigma_{cp}(t_0) \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + X(t, t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{28}} \right] E_p}$$

Lembrando que $\frac{X(t) - X(t_0)}{X(t_0)} = \frac{\sigma_{pt} - \sigma_{p0}}{\sigma_{p0}}$ chega-se finalmente a:

$$\sigma_p(t) - \sigma_p(t_0) = \Delta\sigma(t, t_0) = \frac{\epsilon_s(t, t_0) E_p + \frac{E_p}{E_{c28}} \varphi(t, t_0) [\sigma_{cg} + \sigma_{cp}(t_0)]}{1 - \frac{\sigma_{cp}(t_0)}{\sigma_{p0}} \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + X(t, t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right] E_p} \quad (IV.31)$$

Na expressão anterior foi utilizado o método do módulo efetivo com idade corrigida, lembra-se que basta substituir o valor de $X(t, t_0)$ por 0,5 para se ter o método da tensão média.

No caso das estruturas em balanços progressivos, com cretadas no local, tem-se características viscoelásticas diferentes para cada aduela, além do que, existirão diversas etapas de protensão. Desta forma, levando em conta a hipótese simplificadora de que ao longo de uma aduela as características viscoelásticas são constantes, pode-se escrever que a deformação de um ponto qualquer da estrutura, em particular um ponto do nível da armadura, é igual a:

$$\Delta\epsilon_i(t) = a_n(t) + \sum_{\ell=1}^h a_{\ell i0} + a_{\ell i1} X(t) \varphi_{\ell}(t, t_0) E_{\ell}(t_0) + \sum_{\ell=1}^h E_{\ell}(t_0) a_{i\ell} [X(t) - X(t_0)] \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + X(t, t_0) \frac{\varphi_{\ell}(t, t_0)}{E_{c28}} \right] \quad (IV.32)$$

Na expressão anterior os termos $a_{\ell 10}$, $a_{\ell 11}$, representam a contribuição da ℓ -ésima aduela em um total de h . A deformação da armadura ficaria:

$$\Delta_{s i}(t) = X(t) a_{s 11} \quad (\text{IV.33})$$

e igualando a variação de deformações chega-se à fórmula aproximada análoga à (IV.31):

$$\Delta \sigma(t, t_0) = \frac{\epsilon_s(t, t_0) E_p + \frac{E_p}{E_{c28}} \frac{h}{\sum_{\ell=1}^{\ell} \varphi_{\ell}(t, t_0) [\sigma_{cg\ell} + \sigma_{cp\ell}(t_0)]}{1 - \frac{\sigma_{cd, \ell}(t_0)}{\sigma_{p0}} \left[\frac{1}{E_{c\ell}(t_0)} + x(t, t_0) \frac{\varphi_{\ell}^*(t, t_0)}{E_{c28}} \right] E_p} \quad (\text{IV.34})$$

onde se subdivide o intervalo de tempo total em ℓ intervalos, o primeiro corresponde à data da protensão da 1ª aduela até a da segunda, e assim sucessivamente. O último intervalo seria da protensão da última aduela até o tempo infinito. Destaque-se finalmente que o coeficiente $\varphi_{\ell}^*(t, t_0)$ deve ser um valor médio, que leve em conta que próximo a fibra em estudo existem armaduras ativas protendidas em tempos distintos.

IV.5 - CÁLCULO DA PERDA DE PROTENSÃO CONSIDERANDO A RELAXAÇÃO DA ARMADURA

No item IV.2, foram definidas as expressões utilizadas no cálculo da relaxação de armaduras mantidas sob deformação constante. Este tipo de relaxação é chamado de "relaxação pura".

Um cabo de protensão não fica, porém, submetido à deformação constante, pois as deformações progressivas do concreto conduzem a uma variação da deformação do aço, ocorrendo assim um fenômeno em cadeia que apresenta uma convergência.

Assim o cálculo de perda de protensão, pode ser feito por iteração em que se supõe primeiramente:

$$\Delta\sigma_{p, c + s + r} = \Delta\sigma_{p, c + s} + \Delta\sigma_{p, r}$$

lembrando que $\Delta\sigma_{p, c + s}$ é calculado pela fórmula IV.35, de-se em seguida usar a fórmula empírica, recomendada CEB-78, para o valor da tensão inicial de protensão.

$$\sigma_p = \sigma_{po} + \alpha \sigma_{cg} + 0,3 \Delta\sigma_{p, c + s + r}$$

Conhecido o valor de σ_p , calcula-se a relação $re = \frac{M_{tk}}{M_{pr}}$ pode-se obter o seu valor ψ_{re} correspondente, e assim

$$\Delta\sigma_{pr} = \psi_{re} \cdot \sigma_p \quad (IV.36)$$

Com o valor de $\Delta\sigma_{pr}$ pode-se escrever finalmente:

$$\Delta\sigma_{p, c+s+r}(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr} + \epsilon_s(t, t_0) E_p + \frac{E_p}{E_{c28}} \sum_{\ell=1}^n \varphi_{\ell}(t, t_0) [\sigma_{cg} + \sigma_{cp}(t_0)]}{1 - \frac{\sigma_{cp}(t_0)}{\sigma_{po}} \left[\frac{1}{E_{\ell}(t_0)} + \frac{x(t, t_0) \varphi_{\ell}^*(t, t_0)}{E_{c28}} \right] E_p}$$

retornando este último valor em (IV.35) e sucessivamente até que se obtenha uma pequena diferença entre os valores σ_p .

Lembra-se finalmente que, para se aplicar o método da tensão média, basta utilizar a expressão IV.35 com $x(t, t_0) = 0,5$.

CAPÍTULO V

CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES E AVALIAÇÃO DO MOMENTO DE FECHAMENTO DA ESTRUTURA

V.1 - INTRODUÇÃO

* As deformações mais importantes, no caso desta estrutura, serão as flechas verticais que ocorrem nas extremidades das aduelas nas diversas etapas de protensão e a rotação da extremidade livre do balanço na época em que se procede o fechamento da estrutura

* O conhecimento das flechas é importante para que se possa, durante a execução controlar ou corrigir a posição na vertical de cada extremidade dos balanços, possibilitando um fechamento da estrutura em nível.

* O valor da rotação na extremidade do balanço, antes do fechamento, é utilizado para o cálculo do momento, que ocorre após esta etapa construtiva, devido o impedimento das deformações deferidas.

Para ilustrar este efeito, considere-se uma estrutura homogênea, linear, com apoios ou restrições, isotropa e com coeficiente de Poisson constante. Considera-se a estrutura homogênea, quando as propriedades de deformação lenta puderem ser supostas as mesmas para todos os pontos. Isto significa desprezar a quantidade de água contida no concreto, o efeito da idade e a presença do aço. Para este tipo de estrutura enuncia-se os dois princípios da viscoelasticidade linear que são [11]:

1º PRINCÍPIO: Em uma estrutura homogênea, com apoios rígidos, o estado elástico de tensões ($\sigma_{ij}^{el}(t)$) devido a um sistema de forças genéricas aplicadas na superfície não é modificado pela deformação lenta, enquanto o estado elástico das deformações ($U_i^{el}(t)$) é modificado

através de um operador afim ao da inia
de deformação lenta. Resumidamente:

$$\sigma_{ij}(t) = \sigma_{ij}^{el}(t)$$

$$U_i(t) = E_{co} \int_0^t \phi(t, \tau) dU_i^{el}(\tau)$$

com $\sigma_{ij}^{el}(t)$ -valor da tensão na fase el
ca no tempo t para um módulo de deforma
dade $E_c = E_{co}$. $U_i^{el}(t)$ -valor do deslocamento
na fase elástica no tempo t causado por ca
gas de superfície ou volumétricas.

$\sigma_{ij}(t)$; $U_i(t)$ - ídem as definições anteri
res, quando não se considera apenas a fase
lástica.

2º PRINCÍPIO: Em uma estrutura homogênea, com suporte
gidos, o estado elástico de deformação
devido a um sistema de deslocamento
vel prescrito de superfície, ou devido
deformação específica inelástica $\epsilon_n(t)$
é modificado pela deformação lenta, en
to o estado elástico de tensões é modifi
do através de um operador afim ao da relaxa
ção. Resumidamente:

$$U_i(t) = U_i^{el}(t)$$

$$\sigma_{ij}(t) = \frac{1}{E_{co}} \int_0^t r(t, \tau) d\sigma_{ij}^{el}(\tau)$$

onde $r(t, \tau)$ é a função relaxamento, ou seja
a tensão no tempo t causada por uma deforma
ção específica, constante, unitária
do desde o tempo 0 até o tempo t.

Seja assim, uma estrutura homogênea inicialmente composta por dois balanços livres, sem impedimento à rotação nas extremidades centrais (Fig. V.1), e que tem sua continuidade (portanto impedimento de rotação relativa entre as seções adjacentes) imposta em um tempo $t_1 > t_0$. Para efeito de raciocínio, pode-se imaginar inicialmente o esquema estrutural 2 (Fig. V.1) atuando desde o tempo t_0 . De acordo com o 1º princípio, o estado de tensão ou os esforços solicitantes não se alteram, assim o esforço que surge na seção de fechamento, impedindo a rotação, será X_S^{el} . Pa

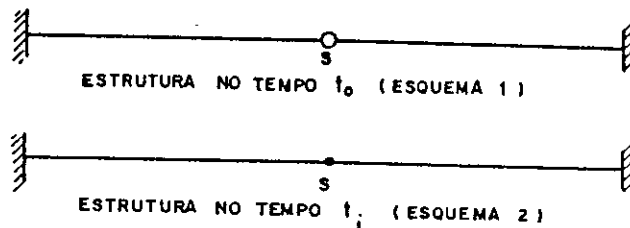


FIG. V.1 - ESTABELECIMENTO DO IMPEDIMENTO DA ROTAÇÃO NA SEÇÃO S EM UM TEMPO t_1

ra que se tenha a condição inicial do problema, deve-se aplicar à estrutura um estado de deformação que faça com que na seção S, no tempo t_1 , o esforço solicitante devido a continuidade, seja nulo. Assim é necessário introduzir um estado U_i em S tal que se tenha no tempo t_1 , $-X_S^{el}$. Neste caso pelo segundo princípio, o esforço em S é dado ao longo do tempo por:

$$-X_S^{el} \frac{r(t, t_1)}{E_c(t_0)}$$

Superpondo-se os dois efeitos chega-se a:

$$X_S(t) = X_S^{el} \left(1 - \frac{r(t, t_1)}{E_c(t_0)} \right) \quad (V.1)$$

quando t for muito maior que t_1 e t_1 se aproxima de t_0 o termo

$$1 - \frac{r(t, t_1)}{E_c(t_0)}$$

tende a 1. Uma vez conhecida a função deformação lenta, a função relaxação, $r(t, \tau)$, pode ser obtida, através da solução da equação integral não homogênea de Volterra, que é dada por [11] :

$$E_c(t_0)\phi(t, t_0) + \int_{t_0}^t \phi(t, \tau) dr(t, \tau) = 1 \quad (V.2)$$

Os valores da função relaxação para algumas situações, estão tabelados no boletim de informação nº 136 do CEB [11] .

Nos casos de estruturas em balanços progressivos pode-se, em geral, considerar que a estrutura seja caracterizada como de seção homogênea, e certa heterogeneidade ao longo do eixo (homogêneo em cada aduela). Desta forma não é possível aplicar-se, diretamente os dois princípios da viscoelasticidade. Torna-se, nesse caso, necessário impor equações de compatibilidade de deformações, como é feito no item 3. É bom lembrar, porém, que o comportamento da estrutura em um caso e outro é semelhante.

V.2 - CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES DO TRECHO DA ESTRUTURA EM BALANÇO

* Pode-se calcular a flecha devido ao peso próprio e a protensão na extremidade do balanço usando o princípio dos trabalhos virtuais. Supondo-se, inicialmente, que as aduelas sejam concretadas e colocadas em carga ao mesmo tempo tem-se (ver Fig. V.2):

$$\omega = \int_0^l \frac{(l-x)}{E I} \cdot M_{g+p} dx \quad (V.3)$$

onde M_{g+p} é a função que dá o valor do momento fletor devido as cargas permanentes e de protensão.

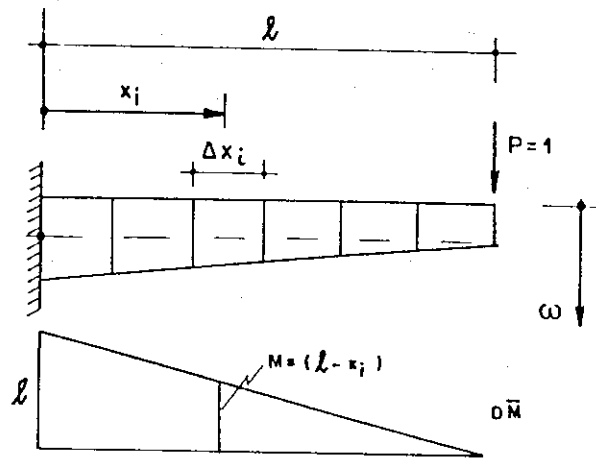


FIG. V.2 - DIAGRAMA DE MOMENTO DEVIDO ESFORÇO UNITÁRIO PARA O CÁLCULO DE DEFORMAÇÃO VERTICAL.

A integral V.3 pode ser resolvida numéricamente ficando-se com:

$$\omega = \sum_{i=1}^n \frac{(l-x_i) \times (M_{g+p})_i \Delta x_i}{E I_i} \quad (V.4)$$

onde $(M_{g+p})_i$ - é o esforço solicitante médio, de protensão e peso próprio no trecho Δx_i ou da aduela i .

I_i - momento de inércia médio da aduela i .

Entende-se por médio, o da média aritmética entre os valores da seção inicial e final.

n - é o número de trechos nos quais foi dividido a estrutura, podendo incluir trechos compostos por a duelas ou não.

A fórmula V.4 pode ser escrita através dos valores acumulados dos esforços em cada etapa ou seja:

$$\omega = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=i}^{n_2} \frac{(l-x_i) (M_{g+p})_i^j \Delta x_i}{E I_i} \quad (V.5)$$

onde $(M_{g+p})_i^j$ - é o momento de peso próprio e tensão, no trecho ou aduela i , devido a etapa correspondente ao trecho ou aduela j .

n_1 - número de divisões da estrutura

n_2 - número de etapas de protensão a ser executada

executada

Deve-se levar em conta que, as aduelas sempre são concretadas ao mesmo tempo, que entre duas etapas de protensão e carregamento pode haver um espaço de tempo grande e portanto a expressão V.5 deve ser escrita na forma:

$$\omega(t) = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{(l-x_i)(M_{g+p})_i^j \phi_i(t, t_j)}{E I_i} \Delta x_i$$

onde $\phi_i(t, t_j)$ - é a função de deformação lenta da aduela ou trecho i , com o início do carregamento na t_j do concreto.

Pode-se, agora escrever, analogamente a flecha, a expressão da rotação na extremidade do balanço (Fig. V.3), que fica:

$$\theta(t) = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i^j \phi_i(t, t_j)}{E I_i} \Delta x_i$$

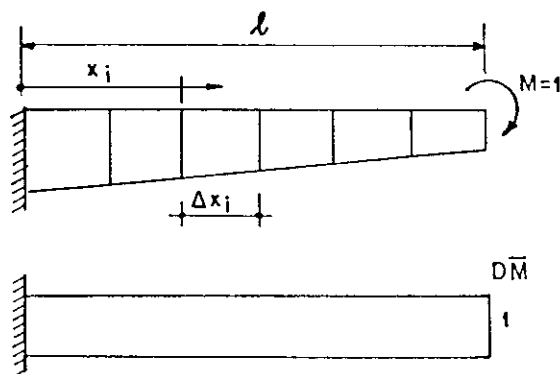


FIG. V.3 - DIAGRAMA DE MOMENTO DEVIDO ESFORÇO UNITÁRIO PARA O CÁLCULO DA ROTAÇÃO NO EXTREMO DO BALANÇO.

No caso de haver, um tramo concretado no local com escoramento normal, as expressões V.6 e V.7 ficam com um termo a mais (ver Fig. V.4) e passam a ser escritas:

$$\omega(t) = \omega_1(t) + \omega_2(t) \quad (V.8)$$

com

$$\omega_1(t) = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{\ell_2}{E I_i \ell_1} \frac{x_i (M_{g+p})_i^j \phi_i^j(t, t_j)}{\Delta x_i} \quad (V.9)$$

$$\omega_2(t) = \sum_{i=1}^{n_2} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{(\ell_1 + \ell_2 - x_i) (M_{g+p})_i^j \phi_i^j(t, t_j)}{E I_i \Delta x_i} \quad (V.10)$$

sendo

n_1 - o número de divisões feitas no primeiro tramo;

n_2 - o número de trechos ou aduelas da parte em balanço da estrutura, que no caso coincide com o número de etapas de protensão a ser executada.

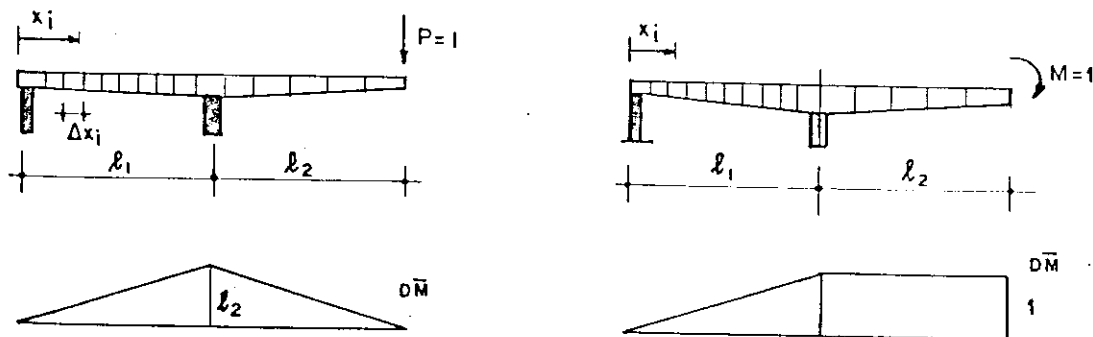


FIG. V.4 - DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETORES DEVIDO ESFORÇOS UNITÁRIOS P/ O CÁLCULO DE DEFORMAÇÃO VERTICAL E ROTAÇÃO DE ESTRUTURA COM UM TRECHO BI-APOIADO

$$\theta(t) = \theta_1(t) + \theta_2(t) \quad (V.11)$$

com

$$\theta_1(t) = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{x_i (M_{g+p})_i^j \phi_i^j(t, t_j)}{\ell_1 E I_i \Delta x_i} \quad (V.12)$$

$$\theta_2(t) = \sum_{i=1}^{n_2} \sum_{j=i}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i^j \phi_i(t, t_j)}{E I_i} \Delta x_i \quad (V.13)$$

Nas expressões anteriores V.8 e V.11, os valores de $(M_{g+p})_i^j$, da primeira parcela, correspondem ao Momento Fletor no trecho i , devido o trecho l do balanço e o efeito do primeiro tramo. O valor de E , nestas expressões, foi considerado constante como medida simplificadora, conforme já o fora nas perdas ao longo do tempo.

* Como o momento de protensão varia ao longo do tempo, para o cálculo de $\omega(t)$ e $\theta(t)$ deve-se considerar nas expressões anteriores o valor da média aritmética entre o valor inicial e no tempo t .

V.3 - ESTIMATIVA DO MOMENTO DE FECHAMENTO DA ESTRUTURA *

Entende-se por momento de fechamento, aquele que surge numa estrutura em balanços progressivos, quando se estabelece a continuidade da mesma, (alteração do sistema estrutural) no meio do vão principal, em um tempo t_1 , posterior ao tempo correspondente à colocação das aдуelas.

* Na introdução deste capítulo foi visto a expressão que este momento teria, se a estrutura pudesse ser considerada homogênea. Neste trabalho considerar-se-ã estruturas em balanços progressivos, como sendo homogêneas em cada trecho, e portanto, com heterogêneidade ao longo da estrutura. Desta forma é necessário montar uma equação de compatibilidade de deformações, levando em conta as variações destas ao longo do tempo.

Seja a estrutura da Fig. V.5. Se não for estabelecida a continuidade dos dois balanços em suas extremidades livres, a rotação destas extremidades devido às cargas permanentes irá aumentar, até que se estabilize em um certo valor, no tempo infinito.

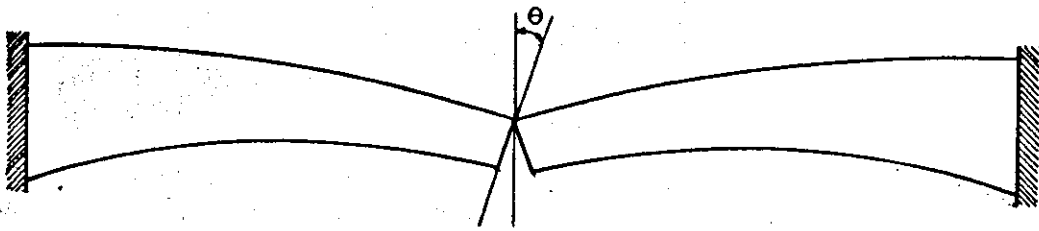


FIG. V.5 - ROTAÇÃO DEFERIDA QUE OCORRE NA EXTREMIDADE DO BALANÇO

Ao se fazer a ligação dos dois balanços, estabelecendo-se assim a continuidade, o aumento da rotação anteriormente descrito é impedido surgindo, portanto, um es forço que é chamado de momento de fechamento.

* O momento de fechamento é nulo no início da ligação e cresce tendendo a um valor finito para um tempo muito grande.

A rotação que ocorre entre o tempo \$t_k\$, época do fechamento do balanço, e um tempo muito grande, \$t_\infty\$, pode ser obtido pela aplicação de (V.11), no caso mais geral:

$$\Delta\theta(t_\infty - t_k) = \theta(t_\infty) - \theta(t_k) = \Delta\theta_1 + \Delta\theta_2 \quad (V.14)$$

com

$$\Delta\theta_1 = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i^j (\phi_i(t_\infty, t_j) - \phi_i(t_k, t_j)) x_i}{E I_i} \Delta x_i \quad (V.15)$$

$$\Delta\theta_2 = \sum_{i=1}^{n_2} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i^j (\phi_i(t_\infty, t_j) - \phi_i(t_k, t_j))}{E I_i} \Delta x_i \quad (V.16)$$

O valor da rotação relativa na extremidade do balanço devido ao momento de fechamento pode ser dado, vi de Fig. V.6, por:

$$\theta(M(t)) = 2 \int_{\tau=t_k}^{\tau=t} \int_{x=0}^{x=l_1+l_2} \frac{M(\tau)}{E(\tau)} \cdot \frac{\phi(\tau, t_k)}{I} dy d\tau \quad (V.17)$$

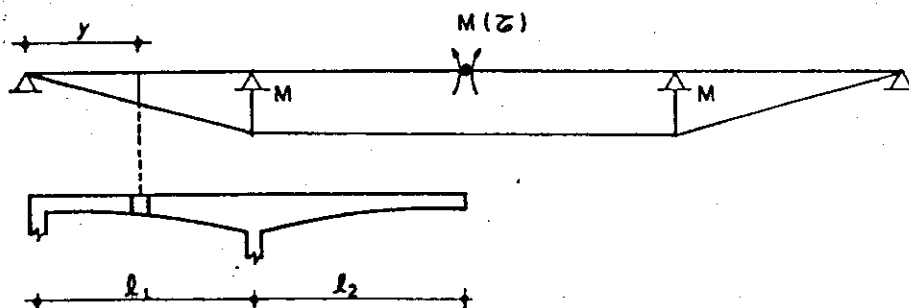


FIG. V.6 - DIAGRAMA DE MOMENTO QUE OCORRE DEVIDO O IMPEDIMENTO DE ROTAÇÃO DOS EXTREMIDADES DO BALANÇO

Esta integral dupla pode ser resolvida numericamente para o caso em que o limite superior é t_∞ , fazendo-se algumas simplificações ou sejam: a) será considerado o módulo de deformabilidade do concreto constante e igual ao valor correspondente ao tempo t_j ; b) a integral será substituída por uma somatória ao longo das aduelas; c) toma-se como uma aproximação numérica, o valor de $\frac{M(t_\infty)}{2}$ como esforço constante que atuará ao longo de todo intervalo de tempo. Finalmente a expressão V.11 pode ser escrita:

$$\theta(M(t_\infty)) = \left[\sum_{i=1}^{n_1} \frac{\frac{M(t_\infty)}{2} \cdot x_i^2 \phi_i(t_\infty, t_k) \Delta x_i}{E I_i l_i^2} + \sum_{i=1}^n \frac{\frac{M(t_\infty)}{2} \phi_i(t_\infty, t_k) \Delta x_i}{E I_i} \right] 2 \quad (V.18)$$

Estabelecendo a compatibilidade entre as rotações relativas na extremidade do balanço, com auxílio de (V.10 e V.12), pode-se obter o valor de momento de fechamento no tempo infinito ou seja:

$$M(t_\infty) = M' + M'' \quad (V.19)$$

com

$$M' = \frac{\sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i^j (\phi_i(t_\infty, t_j) - \phi_i(t_k, t_j)) x_i}{\ell_1 I_i} \Delta x_i}{\sum_{i=1}^{n_1} \frac{x_i^2 \phi_i(t_\infty, t_k)}{\ell_1^2 I_i} \Delta x_i + \sum_{i=1}^{n_2} \frac{\Delta x_i \phi_i(t_\infty, t_k)}{I_i} \Delta x_i} \quad (V.19)$$

$$M'' = \frac{\sum_{i=1}^{n_2} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i^j (\phi_i(t_\infty, t_j) - \phi_i(t_k, t_j))}{I_i} \Delta x_i}{\sum_{i=1}^{n_1} \frac{x_i^2 \phi_i(t_\infty, t_k)}{\ell_1^2 I_i} \Delta x_i + \sum_{i=1}^{n_2} \frac{\Delta x_i \phi_i(t_\infty, t_k)}{I_i} \Delta x_i}$$

✧ Alguns autores, procuram, para efeito de pré-dimensionamento, uma expressão de $M(t_\infty)$ mais simples que a V.19 Guyon [15], por exemplo, supõe que: a) a carga permanentemente é toda introduzida em um tempo t_0 ; b) é possível definir um coeficiente de deformação lenta médio para toda a estrutura. Desta forma a expressão V.19 fica:

$$* M(t_\infty) = \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \varphi(t_\infty, t_0)} \times \frac{\sum_{i=1}^{n_1} \frac{(M_{g+p})_i x_i}{\ell_1 I_i} \Delta x_i + \sum_{i=1}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i \Delta x_i}{I_i}}{\sum_{i=1}^{n_1} \frac{x_i^2}{\ell_1^2 I_i} \Delta x_i + \sum_{i=1}^{n_2} \frac{\Delta x_i}{I_i}} \quad (V.20)$$

onde

$\varphi(t_\infty, t_0)$ - seria o coeficiente de deformação lenta médio da estrutura.

Como se percebe, fica difícil aplicar a V.20, por não haver uma maneira simples de se definir o coeficiente médio. Assim neste trabalho será dada preferência à V.19

CAPÍTULO VI

EXEMPLO NUMÉRICO

VI.1 - INTRODUÇÃO

Desenvolve-se neste capítulo, um exemplo numérico de trecho do cálculo de uma ponte em balanços progressivos, em que se realça, sobretudo, a determinação das perdas imediatas e ao longo do tempo da armadura de protensão, além da alteração que ocorre nos esforços solicitantes devido ao estabelecimento da continuidade no tramo central da estrutura. Para este fim, foi escolhido um viaduto, calculado para o DNER [12] .

No decorrer deste capítulo são mantidas, as características geométricas da estrutura e o detalhamento da armadura longitudinal de protensão, previstos no projeto original. Pretende-se desta forma complementar, através de uma aplicação numérica, o que foi desenvolvido nos capítulos 3, 4 e 5. Por outro lado, os resultados obtidos, poderão servir de indicadores, quanto a maior ou menor influência de certos efeitos, como por exemplo o da deformação lenta, o da retração e o da relaxação. A análise da determinação geométrica, o pré-dimensionamento da armadura longitudinal, assim como as mudanças necessárias à otimização do projeto, serão abordados também neste capítulo.

VI.2 - DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA E DADOS A CONSIDERAR

O viaduto a que se refere este exemplo numérico, é o da estaca 4023, trecho Miracatu - São Paulo, da BR 116. É constituído de 3 tramos. Os laterais de altura constante, com vãos de 28m concretados sobre escoramento direto. O tramo central tem altura variável, é construído através de execução de dois balanços de 38m de comprimento (6m concretado sobre escoramento direto e oito aduelas de 4m), ligados

por um "trecho de fechamento" de 4m. A curva que define o bordo inferior do trecho central é uma hipérbole com 2 pontos de passagem pré-estabelecidos, ou sejam os pontos A e B, das seções 10 e 20 que tem ordenadas verticais, marcadas a partir do bordo superior, os valores de 4,0 e 2,0m respectivamente.

As figuras VI.1; VI.2 e VI.3 complementam e ilustram as informações da geometria da estrutura, detalhando as dimensões das seções transversais.

O viaduto é considerado de classe 36, e tanto a carga permanente de pavimentação e proteção lateral como a carga acidental vertical, sã atuarã apõs o estabelecimento da continuidade da estrutura. A taxa de carregamento que leva em conta a pavimentação e a proteção lateral será designada por carga permanente 2 ou simplesmente g_2 .

O concreto empregado, na superestrutura, tem $f_{ck} \geq 260 \text{kgf/cm}^2$. O aço empregado é o CP190 RN, sendo utilizados cabos de 12 e 7 cordoalhas de $\phi = 1/2"$. As características destas cordoalhas são: a) tensão limite nominal a tração (f_{ptk}) igual a 19000kgf/cm^2 b) tensão nominal para alongamento de 1% ($f_{p0,1k}$) igual a 17100kgf/cm^2 ; c) coeficientes de relaxação pura (para 1000h e 20%) $\psi_{60} = 1,5\%$, $\psi_{70} = 2,5\%$ e $\psi_{80} = 3,5\%$.

O sistema de protensão adotado é o do tipo "Rudloff", que conduz as seguintes características de unidade de protensão: a) diâmetro externo da bainha de 7 e 5,5cm, para os cabos de $12\phi 1/2$ e $7\phi 1/2"$ respectivamente, b) área da seção transversal das unidades de $12\phi 1/2$ e $7\phi 1/2"$ de 11,84 e $6,91 \text{cm}^2$ respectivamente.

O módulo de deformabilidade dos cabos, E_p , é considerado igual a $1,90 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$, para as duas unidades de protensão.

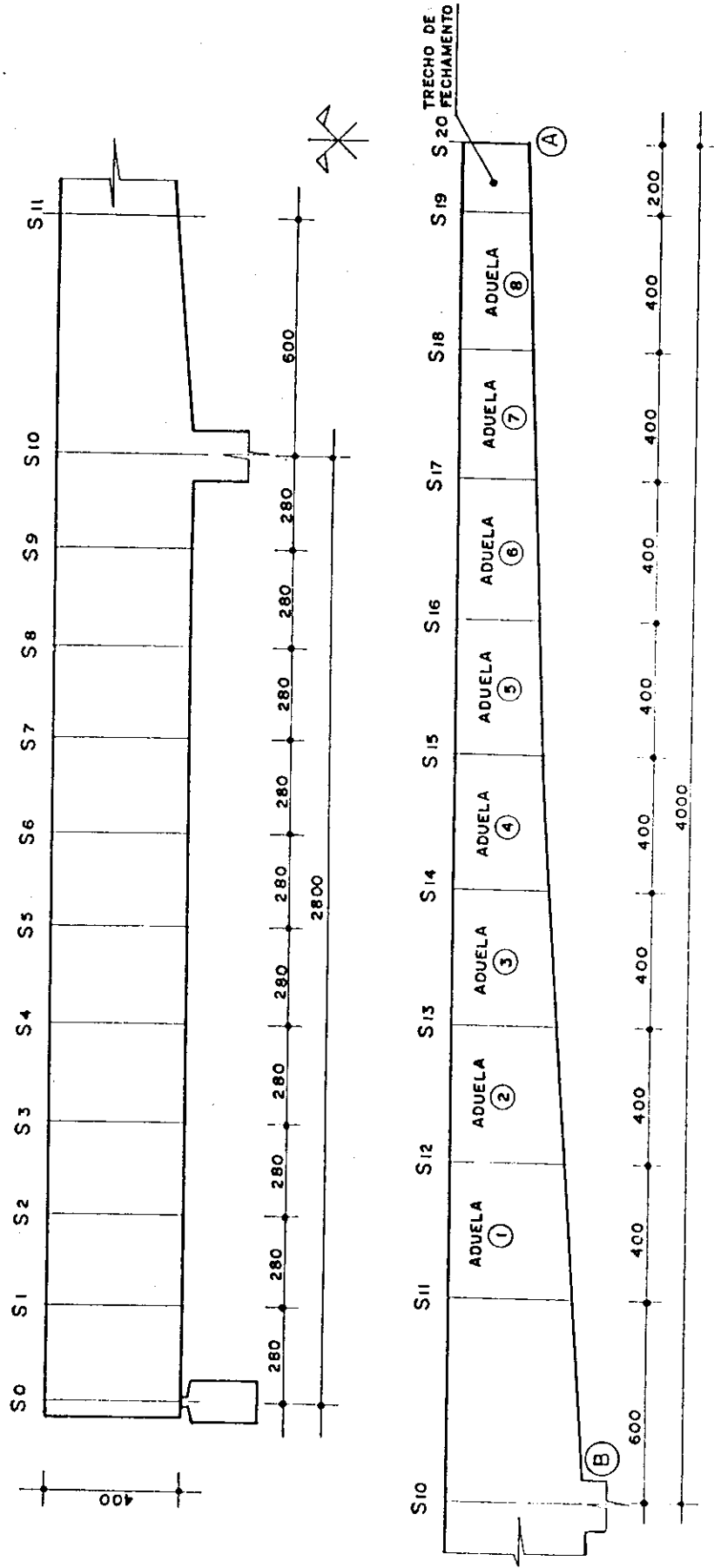


FIG.VI.1 - VISTA LONGITUDINAL -(cotas em cm)

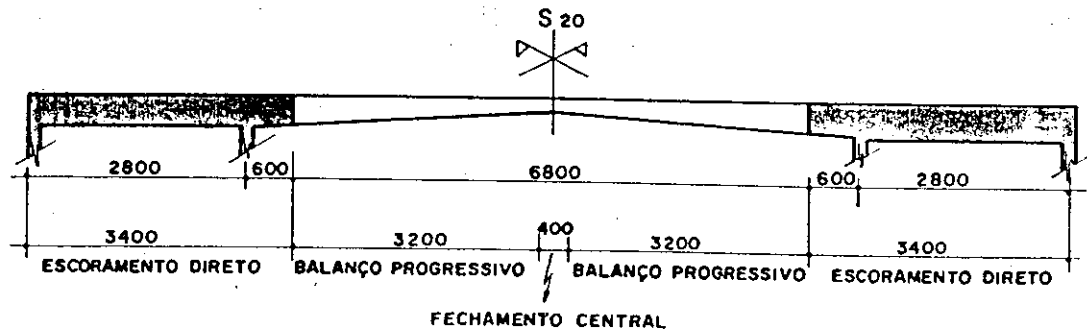
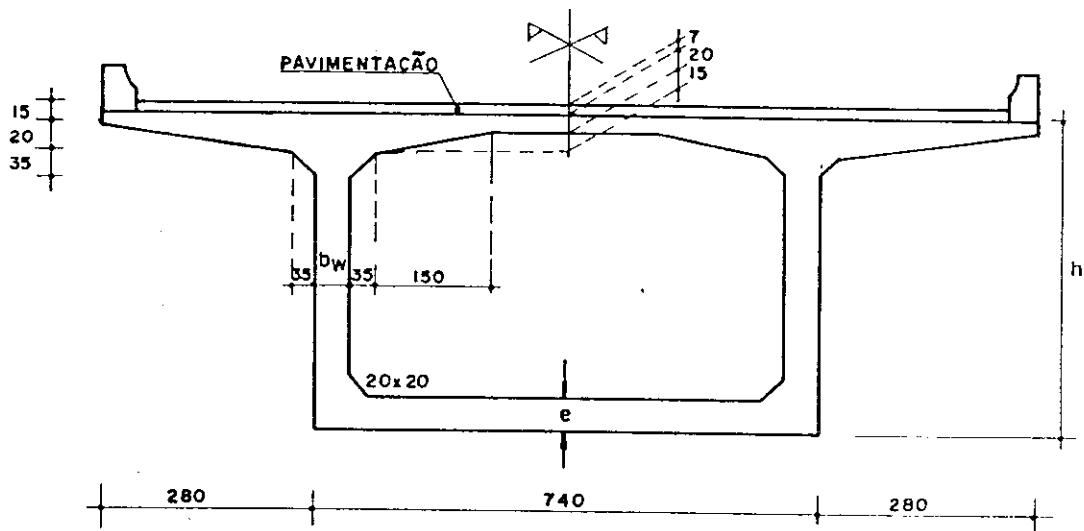


FIG.VI.2 - ESQUEMA LONGITUDINAL DA ESTRUTURAL



SEÇÃO	So a S10	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20
h(cm)	400	359	331	303	278	255	235	218	207	201	200
e(cm)	60	53	49	44	40	35	31	26	22	17	15
b _w (cm)	70	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40

FIG.VI.3 - SEÇÃO TRANSVERSAL

VI.3 - CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

Uma vez estabelecida a geometria da estrutura, pode-se, empregando um programa automático (ver anexo I), calcular as características geométricas "brutas" das seções transversais, assim como obter os esforços solicitantes devido ao peso próprio, em cada etapa construtiva, chamado aqui de carga g_1 .

Para o fornecimento dos dados ao programa, conforme sugerido no capítulo I, divide-se cada seção transversal em 9 trapézios (ver a Fig. VI.4).

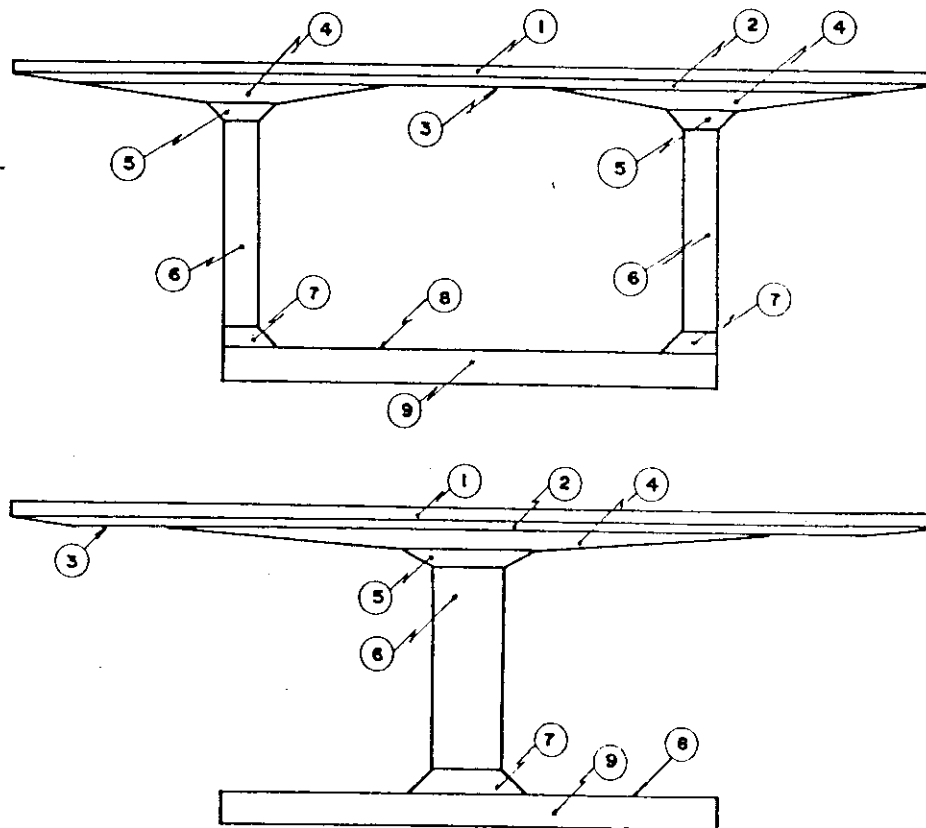


FIG. VI.4 - DIVISÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL EM TRAPÉZIO

Para possibilitar o fornecimento de apenas uma base para cada trapézio com exceção do primeiro é claro, são criados trapézios fictícios 3 e 8 que tem altura nula. No presente caso, apenas os trapézios 1 e 2 tem dimensões invariáveis.

No quadro VI.1 apresentam-se as características geométricas brutas das diversas seções da estrutura. Nos quadros I-I e III estão indicados os valores dos momentos fletores e tensões normais de peso próprio (g_1) nas seções S10 e S15, após cada etapa de lançamento de uma aduela. No anexo I são listados os esforços nas demais seções, além do peso de cada aduela.

QUADRO VI.1 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS							
Seção	A (m ²)	h (m)	y _{inf.} (m)	y _{sup.} (m)	I (m ⁴)	W _{inf.} (m ³)	W _{sup.} (m ³)
S ₀ a S ₁₀	12,49	4,00	1,98	2,02	29,06	14,65	14,41
S ₁₁	9,80	3,59	1,80	1,79	20,49	11,37	11,47
S ₁₂	9,27	3,31	1,71	1,61	16,46	9,68	10,25
S ₁₃	8,76	3,03	1,60	1,43	13,04	8,14	9,11
S ₁₄	8,26	2,78	1,51	1,27	10,25	6,80	8,07
S ₁₅	7,77	2,55	1,42	1,13	8,02	5,64	7,13
S ₁₆	7,32	2,35	1,35	0,99	6,29	4,65	6,37
S ₁₇	6,89	2,18	1,30	0,88	5,01	3,85	5,67
S ₁₈	6,50	2,07	1,28	0,79	4,09	3,20	5,18
S ₁₉	6,15	2,01	1,29	0,72	3,47	2,69	4,84
S ₂₀	6,00	2,00	1,31	0,69	3,24	2,47	4,70

QUADRO VI.2 - MOMENTO FLETOR E TENSÕES DEVIDO PESO PRÓPRIO (g_1) EM S ₁₀			
APÓS O LANÇAMENTO DA ADUELA	M _{g₁} (tfm)	σ _{c,inf.} (tf/m ²)	σ _{c,sup.} (tf/m ²)
1	-1242	84	-86
2	-2322	158	-161
3	-3681	251	-255
4	-5282	360	-366
5	-7091	483	-492
6	-9091	619	-629
7	-11219	765	-778
8	-13495	789	-802

QUADRO VI.3 - MOMENTO FLETOR E TENSÕES, DEVIDO A CARGA PERMANENTE g_1 NA S15			
APÓS O LANÇAMENTO DA ADUELA	M_{g_1} (tfm)	$\sigma_{c,inf.}$ (tf/m ²)	$\sigma_{c,sup}$ (tf/m ²)
5	- 149	26	-21
6	- 574	101	-80
7	- 1242	220	-174
8	- 2126	377	-298

Para o cálculo dos esforços da carga acidental e da carga permanente 2 é necessário resolver a viga contínua com inércia variável. Isto é feito, também, através de um programa automático [18], onde se considera um valor médio de inércia, para cada aduela. Assim resolve-se a estrutura contínua, com uma carga unitária aplicada em uma determinada seção, depois em outra seção e assim por diante, até que seja possível traçar as diversas linhas de influências de esforços solicitantes. A título ilustrativo são representadas nas figuras VI.5 e VI.6 as linhas de influências de momento fletor em S10 e S15.

Uma vez conhecidas as linhas de influência de momento fletor nas nas diversas seções, torna-se necessário definir o trem tipo longitudinal assim como a carga permanente 2.

A taxa de carga permanente 2 que leva em conta a pavimentação (7cm de espessura) e a proteção lateral, será considerada igual a 4,44tf/m.

O trem-tipo longitudinal foi calculado para a situação mais desfavorável à flexão, que é a de ponte totalmente carregada, e simplificado para a forma mostrada na fig. VI.7, em que se procurou distinguir um trem tipo para o primeiro e outro para o segundo tramo em virtude da diferença do coeficiente de impacto (k) entre ambos.

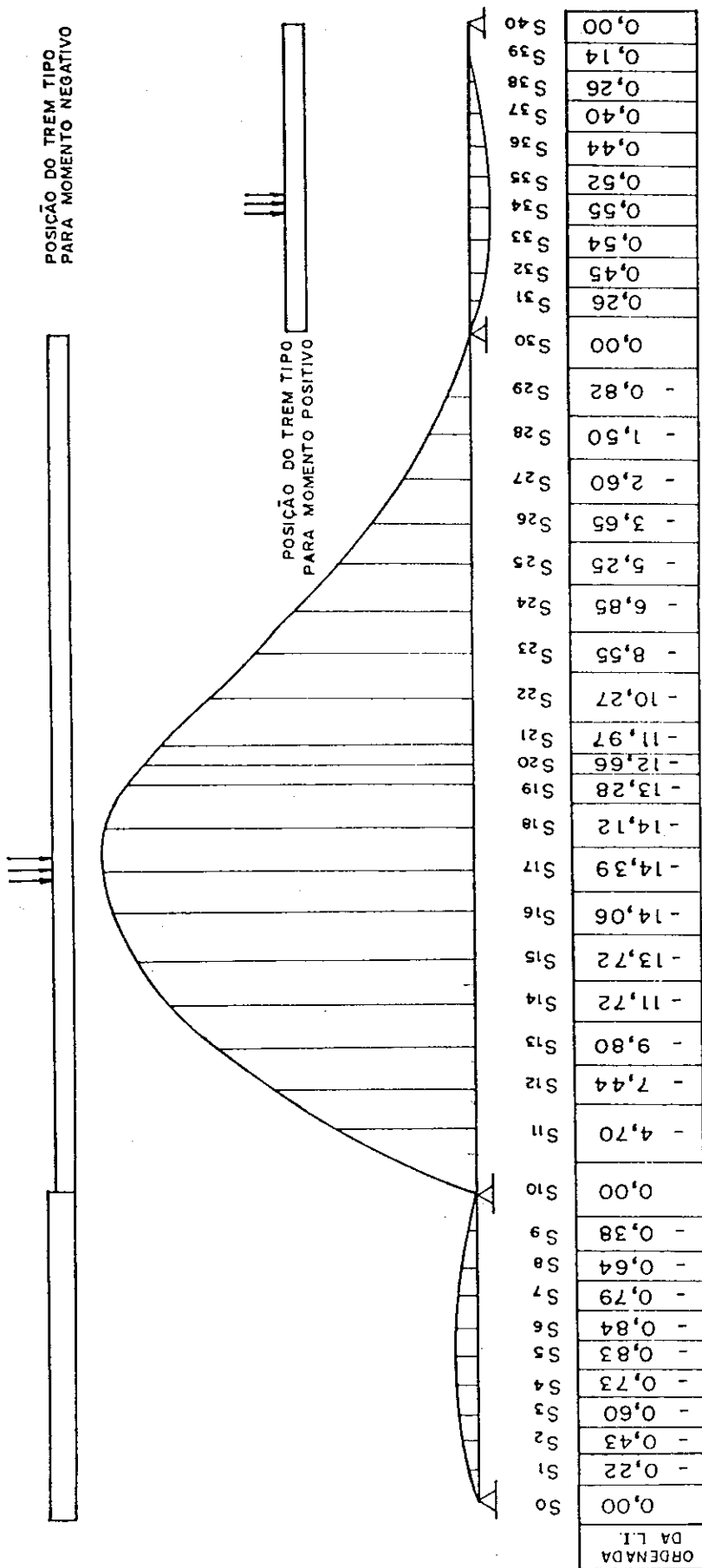


FIG. VI.5-LINHA DE INFLUÊNCIA (L.I.) DE MOMENTO FLETOR EM S10

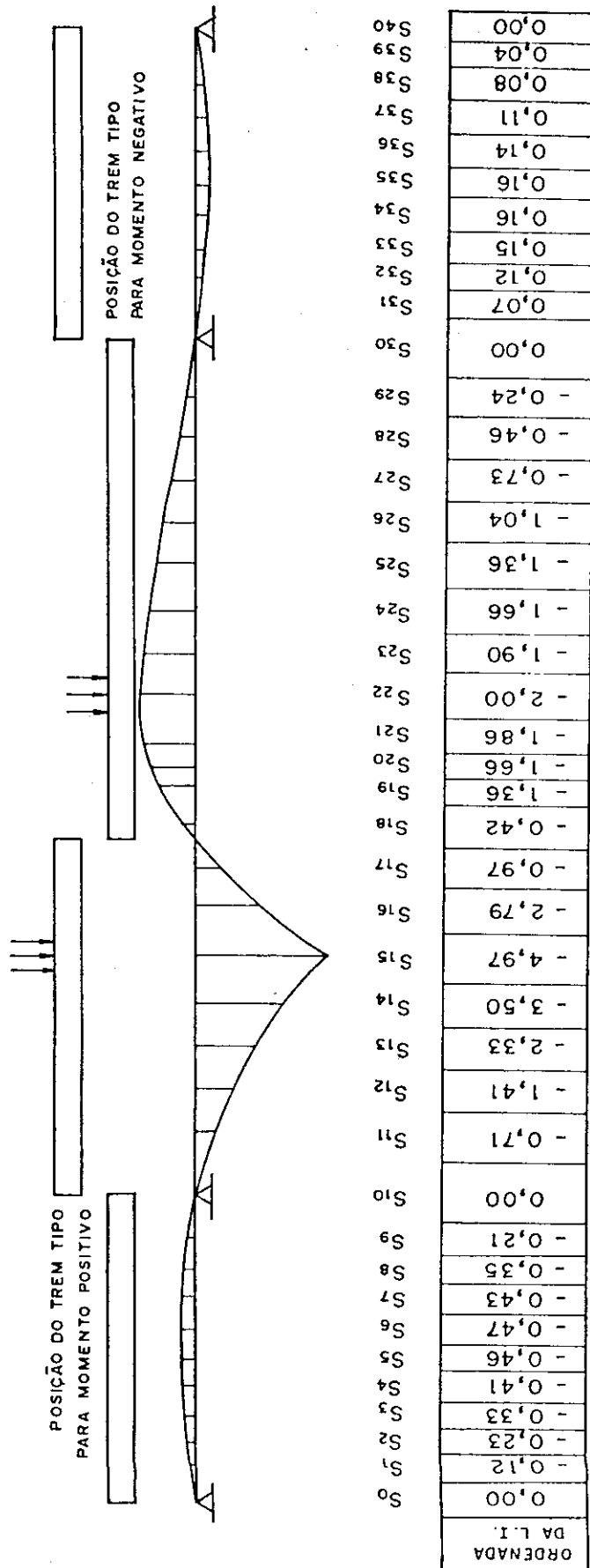


FIG.VI.6 - LINHA DE INFLUÊNCIA (L.I.) DE MOMENTO FLETOR EM S15

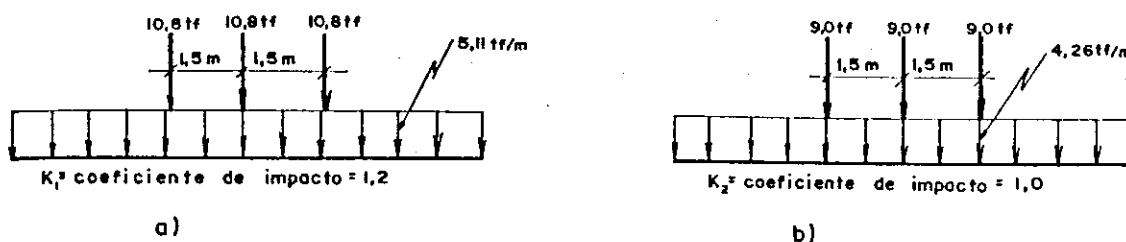


FIG. VI.7 TREM-TIPO LONGITUDINAL

Uma vez determinados os trens-tipo longitudinais e conhecidas as linhas de influência de momento fletor nas diversas seções, pode-se obter os momentos máximos e mínimos devido carga acidental, além dos momentos da carga permanente 2. No quadro VI.4 são indicados estes valores para as seções 10 e 15.

QUADRO VI.4 - MOMENTOS FLETORES DE CARGA PERMANENTE 2 (G ₂) E CARGA ACIDENTAL			
Seções	M _{G₂} (tfm)	K ₁ .M _{q,mín} (tfm)	K ₁ .M _{q,móx} (tfm)
10	- 2790	- 3331	68
15	+ 40	- 317	419

VI.4 - TRAÇADOS DOS CABOS

Como foi dito anteriormente, procura-se neste exemplo numérico manter tanto as condições geométricas da superestrutura como o detalhamento da armadura longitudinal. A discussão da adoção do número de cabos e a melhor disposição dos mesmos ao longo da viga será feita nos próximos itens.

A seguir comenta-se algumas das caracterís-

ticas do levantamento dos cabos, o que pode ser visualizado na figura VI.8.

Duas unidades de protensão são utilizadas a de $12\phi 1/2$ e a de $7\phi 1/2$ ". As principais características geométricas destas duas unidades de protensão, estão relacionadas no item VI.2 e para maiores detalhes deve ser consultado catálogo das firmas fornecedoras (25).

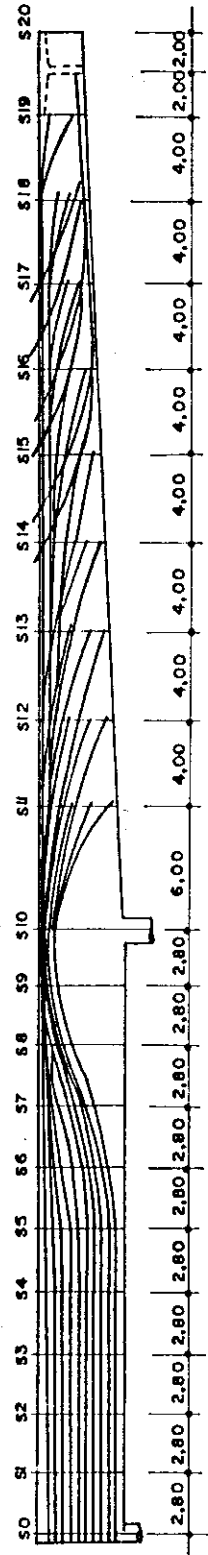
Os cabos de $7\phi 1/2$ são em parte alojados na laje superior do tabuleiro (cabos C23 a C48), e em parte (cabos 49 a 54) utilizados no estabelecimento da continuidade da estrutura.

Os cabos alojados na laje superior possuem uma ancoragem passiva, que está situada no tramo executado sobre escoramento convencional.

Os cabos utilizados no estabelecimento da continuidade da estrutura possuem duas ancoragens ativas, que são simétricas em relação ao eixo vertical que passa pela seção 20. Suas trajetórias, permitem combater os momentos fletores "positivos" (que tracionam o bordo inferior), devido a carga acidental vertical, carga permanente 2, e os esforços que surgem do impedimento da deformação deferida na seção 20. Os cabos de $12\phi 1/2$ " possuem ancoragens ativas nas suas duas extremidades. São ancorados, pelo menos em uma das extremidades, na região das almas do caixão celular. Os trechos iniciais de suas trajetórias, no tramo do balanço, são curvos, de maneira a permitir o alojamento de várias ancoragens e também possibilitar combater o esforço cortante.

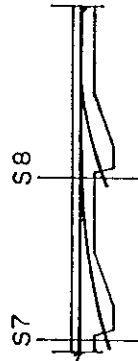
Para uma melhor compreensão do traçado dos cabos apresenta-se o quadro VI.5, onde são indicadas as seções iniciais e finais, tipo das ancoragens e tipo de cada cabo.

Para total determinação das trajetórias dos cabos apresentam-se nos quadros VI.6 a, b, c e d, as coordenadas verticais y_s dos diversos cabos, sendo y_s a distância do centro de cada bainha do cabo à borda superior da estrutura.



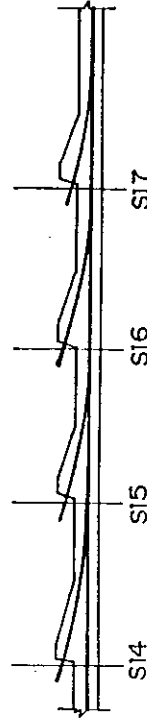
DETALHES

LAJE SUPERIOR



CABOS COM SAÍDA
NA LAJE SUPERIOR

LAJE INFERIOR



CABOS COM SAÍDA NA LAJE INFERIOR

FIG. VI.8 - TRAÇADOS DOS CABOS DE PROTENSÃO

QUADRO VI.5 - CABOS DE UMA VIGA

Cabo	Seção Inicial	Seção Final	Tipo de Ancoragem	Tipo de Cabo
1, 2, 4	S 0	S 11	Ativa-ativa	12 ϕ 1/2"
3, 5, 7	S 0	S 12	Ativa-ativa	12 ϕ 1/2"
6, 8, 10	S 0	S 13	Ativa-ativa	12 ϕ 1/2"
9, 11, 13	S 0	S 14	Ativa-ativa	12 ϕ 1/2"
12, 14	S 0	S 15	Ativa-ativa	12 ϕ 1/2"
15, 16	S 0	S 16	Ativa-ativa	12 ϕ 1/2"
17, 18	S 0	S 17	Ativa-ativa	12 ϕ 1/2"
19, 20	S 9	S 18	Ativa-ativa	12 ϕ 1/2"
21, 22	S 0	S 19	Ativa-ativa	12 ϕ 1/2"
23, 24, 25 e 28	S 8	S 19	Passiva-ativa	7 ϕ 1/2"
27, 28, 29 e 30	S 7	S 18	Passiva-ativa	7 ϕ 1/2"
31, 32, 33 e 34	S 6	S 17	Passiva-ativa	7 ϕ 1/2"
35, 36, 37 e 38	S 5	S 16	Passiva-ativa	7 ϕ 1/2"
39 e 40	S 4	S 15	Passiva-ativa	7 ϕ 1/2"
41 e 42	S 4	S 14	Passiva-ativa	7 ϕ 1/2"
43 e 44	S 3	S 13	Passiva-ativa	7 ϕ 1/2"
45	S 2	S 12	Passiva-ativa	7 ϕ 1/2"
46	S 4	S 12	Passiva-ativa	7 ϕ 1/2"
47 e 48	S 2	S 11	Passiva-ativa	7 ϕ 1/2"
49	S 15	S 25	Ativa-ativa	7 ϕ 1/2"
50	S 15	S 25	Ativa-ativa	7 ϕ 1/2"
51	S 17	S 23	Ativa-ativa	7 ϕ 1/2"
52	S 17	S 23	Ativa-ativa	7 ϕ 1/2"
53	S 17	S 23	Ativa-ativa	7 ϕ 1/2"
54	S 17	S 23	Ativa-ativa	7 ϕ 1/2"
55, 55	S 14	S 26	Ativa-ativa	7 ϕ 1/2"
56, 59, 62	S 15	S 25	Ativa-ativa	7 ϕ 1/2"
57, 60, 63	S 16	S 24	Ativa-ativa	7 ϕ 1/2"
58, 61, 64	S 17	S 23	Ativa-ativa	7 ϕ 1/2"

22x11,84

26x6,91

$$A_p = 22 \times 11,84 + 26 \times 6,91 = 260,48 + 179,66 = 440,14 \text{ cm}^2$$

QUADRO VI.6b- ORDENADAS $y_s(m)$ DOS CABOS PROTENSÃO

Seção Cabos	S0	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10
C12	1,77	1,77	1,77	1,77	1,77	1,70	1,35	0,94	0,22	0,10	0,10
C14	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,30	0,96	0,57	0,465	0,475	0,475
C15,16	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	0,93	0,58	0,33	0,315	0,325	0,325
C17,18	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,53	0,30	0,25	0,24	0,25	0,25
C19,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,25	0,25
C21,22	0,30	0,30	0,30	0,28	0,26	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10

QUADRO VI.6c.- ORDENADAS $y_s(m)$ DOS CABOS DE PROTENSÃO

Seção Cabos	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18
C12	0,10	0,10	0,275	1,149	2,108	-	-	-
C14	0,475	0,475	0,475	1,288	-	-	-	-
C15	0,325	0,325	0,325	0,325	0,728	1,720	-	-
C16	0,325	0,325	0,325	0,325	0,325	0,780	-	-
C17	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,37	1,53	-

QUADRO VI. 6d ORDENADAS y_s (m) DOS CABOS DE PROTENSÃO															
SEÇÃO CABOS	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20					
C18	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,68	—	—	—					
C19	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,29	1,28	—	—					
C20	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,29	0,50	—	—					
C21	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	1,208	—					
C22	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,368	—					
C49	—	—	—	—	1,728	2,277	2,114	1,998	1,998	1,930					
C50	—	—	—	—	0,788	2,057	2,114	1,998	1,938	1,930					
C51	—	—	—	—	—	1,28	2,00	1,888	1,828	1,820					
C52	—	—	—	—	—	0,40	1,984	1,938	1,938	1,930					
C53	—	—	—	—	—	—	1,13	1,868	1,828	1,82					
C54	—	—	—	—	—	—	0,24	1,638	1,828	1,82					
C55, 65	—	—	—	2,38	2,963	2,277	2,114	1,998	1,938	1,93					
C56, 59, 62	—	—	—	—	2,633	2,277	2,114	1,998	1,938	1,93					
C57, 60, 63	—	—	—	—	—	1,947	2,114	1,998	1,938	1,93					
C58, 61, 64	—	—	—	—	—	—	1,784	1,998	1,938	1,93					

VI. 5 - CÁLCULO DAS PERDAS IMEDIATAS

O cálculo das perdas imediatas que ocorrem nos cabos de protensão é feita de acordo com os critérios desenvolvidos no capítulo III e na sequência que foi estabelecida no quadro III.1. Desta forma torna-se necessário definir inicialmente as etapas de protensão realizadas e os cabos que atuam em cada uma delas. Isto é feito através do quadro VI.7. Procura-se em seguida definir as características líquidas ou efetivas de cada seção pois só se conhece

QUADRO VI.7 - ETAPAS DE PROTENSÃO [*]		
ETAPA	CABOS 12 Ø 1/2"	CABOS 7 Ø 1/2"
1	C1 , C2 , C4	C47 , C48
2	C3 , C5 , C7	C45 , C46
3	C6 , C8 , C10	C43 , C44
4	C9 , C11 , C13	C41 , C42
5	C12 , C14	C39 , C40
6	C15 , C16	C35 , C36 , C37 , C38
7	C17 , C18	C31 , C32 , C33 , C34
8	C19 , C20	C27 , C28 , C29 , C30
9	C21 , C22	C23 , C24 , C25 , C26
10	<i>22 cabos 12Ø 1/2"</i>	<i>26</i> C49 , 50 , 51 , 52 , 53 , 54 55 , 56 , 57 , 58 , 59 , 60 61 , 62 , 63 , 64 , 65
[*] OS CABOS INDICADOS NESTE QUADRO DIZEM RESPEITO A UMA VIGA, ASSIM NO CAIXÃO TODO EXISTIRÃO 2 CABOS C1 , 2 CABOS C2 E ASSIM POR DIANTE...		

atē aqui as características brutas, dadas no quadro VI.1. As fórmulas utilizadas neste cálculo são fornecidas no quadro III.2 e os valores obtidos estão no quadro VI.8.

QUADRO VI-8 CARACTERÍSTICAS LIQUIDAS OU EFETIVAS DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS			
Seção	A_{ef} (m ²)	$y_{sup,ef}$ (m)	I_{ef} (m ⁴)
S0 a S2	12,34	2,02	28,97
S3	12,32	2,02	28,92
S4	12,31	2,03	28,77
S5	12,29	2,03	28,84
S6	12,27	2,04	28,60
S7	12,25	2,04	28,50
S8	12,22	2,06	28,31
S9	12,20	2,06	28,12
S10	12,20	2,06	28,08
S11	9,51	1,83	19,75
S12	9,01	1,65	16,01
S13	8,53	1,15	12,78
S14	8,06	1,29	10,10
S15	7,58	1,20	7,92
S16	7,14	0,99	6,17
S17	6,72	0,88	4,89
S18	6,35	0,78	3,96
S19	6,03	0,71	3,30

Uma vez conhecida a trajetória de cada cabo e suas características para o cálculo de sua tensão em uma seção genérica, levando em conta a perda por atrito, basta aplicar a fórmula (III.7):

$$\sigma_{po} = \sigma_{po,i} \cdot e^{-u(\alpha + \beta x)}$$

As tensões em cada cabo serão calculadas para cada seção, usando-se o esquema a) do quadro III.3, ou seja, calculando-se inicialmente os α e x de cada seção referidos à seção de ancoragem.

Os coeficientes u e β já citados no capítulo III, podem ser obtidos dos catálogos de fabricantes das bainhas, assim como nas normas técnicas. Obviamente que estes valores dependerão de fatores peculiares de cada obra. A partir da experiência dos projetistas [12] o valor de μ pode ser considerado igual a 0,25 tanto para o cabo 7 ϕ 1/2 quanto para o 12 ϕ 1/2, enquanto para o valor de $\beta=0,01$ rd/m para os dois tipos de cabos.

A tensão inicial de protensão, ou seja a tensão aplicada pelos macacos às ancoragens ativas é de 14200kf/cm².

A título ilustrativo são fornecidos, através dos quadros VI.9, VI.10 e VI.11, as tensões nos cabos C1, C23 e C50, considerando-se as perdas por atrito.

O cabo C1 apesar de não ser o cabo mais extenso dos cabos de 12 ϕ 1/2", em virtude de seu traçado, é o que apresenta menor tensão de protensão, na seção S10, ou seja 11748kgf/cm².

QUADRO VI-9 TENSÃO NO CABO C1 APÓS PERDA POR ATRITO E POR DEFORMAÇÃO DA ANCORAGEM

SEÇÃO	S0	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
TENSÃO APÓS A PERDA POR ATRITO (kgf/cm^2) σ_s (14.400 kgf/cm^2)	14.200	14.101	14.003	13.905	13.808	13.651	13.035	12.554	12.358	11.748	11.748	14.200
TENSÃO APÓS A PERDA POR ATRITO E DEFORMAÇÃO DA ANCORAGEM (kgf/cm^2)	12.885	12.984	13.083	13.181	13.277	13.434	13.035	12.554	12.358	11.748	11.748	9.883

QUADRO VI-10 TENSÃO NO CABO C23 APÓS PERDA POR ATRITO E POR DEFORMAÇÃO DA ANCORAGEM

SEÇÃO	S9	S10	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	—
TENSÃO APÓS A PERDA POR ATRITO (kgf/cm^2)	12.823	12.913	13.108	13.240	13.373	13.507	13.643	13.780	13.919	14.059	14.200	—
TENSÃO APÓS A PERDA POR ATRITO E DEFORMAÇÃO DA ANCORAGEM (kgf/cm^2)	12.823	12.913	13.108	13.240	13.373	13.507	13.494	13.357	13.218	13.078	12.937	—

QUADRO VI-11 TENSÃO NO CABO C50 APÓS PERDA POR ATRITO E POR DEFORMAÇÃO DA ANCORAGEM

SEÇÃO	S15 e S25	S16 e S24	S17 e S23	S18 e S22	S19 e S21	S20
TENSÃO APÓS A PERDA POR ATRITO (kgf/cm^2)	14.143	13.288	12.430	12.307	12.184	12.123
TENSÃO APÓS A PERDA POR ATRITO E DEFORMAÇÃO DA ANCORAGEM (kgf/cm^2)	11.642	12.497	12.430	12.307	12.184	12.123

Dos cabos de $7\phi 1/2$, o que apresenta a menor tensão na seção S10 é o 23, sendo por isto escolhido para ser representado no quadro VI.10. Finalmente o cabo C50 é, dentre os cabos de $7\phi 1/2$ " usados no estabelecimento da continuidade da estrutura, o que apresenta a menor tensão na seção S20.

As tensões nas diversas seções dos demais cabos estão listadas no anexo 2.

Para o cálculo da perda, devido a deformação de ancoragem considera-se que cada ancoragem ativa, independentemente do tipo do cabo ($12\phi 1/2$ ou $7\phi 1/2$ "), retorne de 0,6cm. Uma vez conhecido o valor $E_p = 1,9 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, definido no item VI.2, pode-se utilizar a marcha de cálculo indicada no item III.4. Basicamente o que se faz é descobrir, por tentativas, o ponto a partir do qual a deformação da ancoragem não influi. Para tanto são utilizadas as fórmulas III.16, III.17 e III.18. Tal procedimento foi executado para todos os cabos, estando indicados nos quadros VI.9, 10 e 11 as tensões que os cabos C1, C23 e C50 respectivamente, tem nas diversas seções, após as perdas por deformação de ancoragem e atrito. As tensões dos demais cabos estão listadas no anexo 2.

Para o cálculo da perda por deformação instantânea deve-se distinguir dois casos: a) a perda que ocorre nos cabos de uma fase v quando da efetivação da protensão da própria fase v, b) a perda que estes cabos da fase v, tem devido à protensão das fases posteriores.

No caso do primeiro tipo de perda, pode-se considerar, que somente as seções das ancoragens dos cabos, estão solidarizadas ao concreto. Uma das ancoragens ativas está situada em uma seção do trecho concretado sobre escoramento convencional; cuja seção transversal possui valores de área e inércia elevadas. Desta maneira será desprezada a perda devido a deformação elástica do concreto desta seção. Resta assim, calcular a perda devido a deformação da seção no trecho do balanço. Isto é feito utilizando-se a fórmula III.20:

$$\Delta \epsilon_c = \epsilon_c \frac{n_v - 1}{2n_v}$$

onde n_v é o número de cabos protendidos na etapa v. O valor ϵ_c é a deformação específica do concreto no nível do centro de gravidade dos cabos da etapa em questão, devido ao efeito do esforço de protensão, e pode ser dado por III.21:

$$\epsilon_c = \frac{1}{E_c} \times \left(\frac{N_p}{A_{c,h}(v-1)} + \frac{M_p}{I_{c,h}(v-1)} e_{CG} \right)$$

Devido à simplificação, em que se considera apenas as perdas nas seções das ancoragens do trecho em balanço, as características geométricas a utilizar na fórmula anterior passam a ser as líquidas ou efetivas, pois na seção não existe nenhum cabo de etapa anterior.

Para exemplificar será calculada a perda que os cabos da primeira etapa de protensão têm na S11 devido a protensão não simultânea dos mesmos.

Com os valores das tensões nos cabos na seção S11 (Anexo 2) obtêm-se:

$$N_p = 1100 \text{tf}, M_p = 534 \text{tfm} \text{ e portanto } e_{CG} = 0,48 \text{m}$$

o valor de E_c é tomado igual a 384.700kgf/cm^2 , desta forma a expressão III.21 fica:

$$\epsilon_c = \frac{1}{3.847.000} \times \left(\frac{1100}{9,51} + \frac{534}{19,75} \times 0,48 \right) = 3,343 \times 10^{-5}$$

como existem dois tipos de cabos considera-se um valor n_v fictício dado por:

$$n_v = n_1 + n_2 \times \frac{A_{S,2}}{A_{S,1}}$$

onde n_1 e n_2 é o número de cabos do tipo 1 e 2 e $A_{S,1}$ e $A_{S,2}$ são as áreas dos cabos do tipo 1 e 2, respectivamente. Assim:

$$n_v = 2(3 + 2 \times \frac{6,91}{11,84}) = 8,33$$

e portanto: $\Delta \epsilon_c = 3,343 \times 10^{-5} \frac{8,33-1}{2 \times 8,33} = 1,471 \times 10^{-5}$

e finalmente: $\Delta \sigma = E_p \times \Delta \epsilon_c = 28 \text{ kgf/cm}^2$

No quadro VI.12 são apresentadas as perdas de protensão que ocorrem nos outros cabos.

QUADRO VI.12 - PERDA DE PROTENSÃO MÉDIA DE UM CABO, DEVIDO A DEFORMAÇÃO IMEDIATA DO CONCRETO QUANDO DA EFETIVAÇÃO DA PROTENSÃO DOS CABOS DA PRÓPRIA ETAPA v.

ETAPA	CABOS PROTENDIDOS	$\Delta \sigma$ (kgf/cm ²)
1	C1, 2, 4, 47 e 48	28
2	C3, 5, 7, 45 e 46	29
3	C6, 8, 10, 44 e 43	30
4	C9, 11, 13, 41 e 42	33
5	C12, 14, 40 e 39	25
6	C15, 16, 35, 36, 37 e 38	45
7	C17, 18, 31, 32, 33 e 34	47
8	C19, 20, 27, 28, 29 e 30	48
9	C21, 22, 23, 24, 25 e 26	51
10	C49 até 65	—

Para analisar a perda de protensão que os cabos de uma etapa v terão, devido a deformação imediata do concreto, solicitado pelos esforços de protensão, devido a etapas posteriores a v torna-se necessário o cálculo das características geométricas das seções homogeneizadas. Indica-se no quadro VI.13 a inércia das seções homogeneizadas para algumas etapas.

Com intuito ilustrativo, calcula-se a seguir, a perda devida à deformação elástica na seção S18 que os cabos C19, C20, C27, C28, C29 e C30, protendidos na etapa 8 sofrem, devido a efetivação da etapa 9 (protensão dos cabos C21, C22, C23, C24, C25, C26)

Quando a etapa 9 é executada os cabos da e-

tapa 8 (C19, C20, C27, C28, C29 e C30) já se encontram solidarizados ao concreto. Assim através das fórmulas III.4, III.5 e III.6 é possível calcular-se as características da seção homogeneizada com:

$$\alpha_e = \frac{1,9 \times 10^6}{384.700} = 4,939; A_{ef} = 6,35m^2$$

$$y_{sup, ef} = 0,78m \quad e \quad I_{ef} = 3,958m^4$$

Considerando as áreas dos cabos de $12\phi 1/2''$ e $7\phi 1/2''$ respectivamente, $11,84$ e $6,91cm^2$, obtêm-se de acordo com III.4, supondo $k = 0$.

$$A_h = A_{ef} + \sum_{i=1}^q A_{s,i} (\alpha_e + k) \quad (III.4)$$

$$A_h = 6,35 + 4,939 \times 2 \times (2 \times 1,184 \times 10^{-3} + 4 \times 6,91 \times 10^{-4}) = 6,40m^2$$

Conhecidas as cotas dos cabos referentes ao bordo superior como sendo iguais $1,28$ e $0,5m$ para os C19, C20 e $0,10m$ para os cabos C23, C24, C25 e C26 pode-se, através de (III.5) com $k = 0$, chegar-se a:

$$y_{sup,h} = \frac{A_{ef} \times y_{sup,ef} + \sum_{i=1}^n A_{s,i} (\alpha_e + k) y_{s,i}}{A_h} \quad (III.5)$$

$$y_{sup,h} = \frac{6,35 \times 0,78 + 4,939 \times 2 \times 1,184 \times 10^{-3} (1,28 + 0,50) + 4 \times 6,91 \times 10^{-4} \times 0,10 \times 2}{6,40}$$

$$y_{sup,h} = 0,777m$$

E assim basta usar (III.6) para se ter a inércia da seção:

$$I_h = I_{ef} + A_{ef} \times (y_{sup,ef} - y_{sup,h})^2 + \sum_{i=1}^q \alpha_e A_{s,i} \times (y_{s,i} - y_{sup,h})^2 \quad (III.6)$$

$$I_h = 3,96 + 6,35 \times (0,78 - 0,777)^2 + 4,939 \times 2 \times 1,184 \times 10^{-3} \times ((1,28 - 0,777)^2 + (0,5 - 0,777)^2) + 6,91 \times 10^{-4} \times 4 \times (0,1 - 0,777)^2 = 3,976 m^4$$

As tensões nos cabos C19, C20 são respectivamente $10,86 \text{ tf/cm}^2$ e $11,84 \text{ tf/cm}^2$ e nos cabos C27, C28, C29 e C30 = $13,05 \text{ tf/cm}^2$ e, desta forma, obtêm-se:

$$N_p = 1258 \text{ tf e } M_p = 437$$

portanto
$$e_p = \frac{437}{1258} = 0,347 \text{ m}$$

Os cabos C21, C22, C23 a C26 possuem respectivamente as seguintes tensões $11,79 \text{ tf/cm}^2$, $12,58 \text{ tf/cm}^2$ e $12,88 \text{ tf/cm}^2$ e cotas $y_s = 0,10 \text{ m}$, assim tem-se:

$$N_p = 1289 \text{ tf e } M_p = 874 \text{ tfm}$$

O momento fletor de peso próprio atuante na etapa 9 é igual $M_g = -125 \text{ tfm}$.

Aplicando a fórmula III.22 obtêm-se a perda média que os cabos da etapa 8 sofrem, na seção 18, quando da efetivação da etapa 9.

$$\Delta\sigma = \alpha_e \left(\frac{\sum_{i=1}^q N_{p,i}(u)}{A_h} + \frac{(\sum_{i=1}^q N_i(u)e_i) + M_g(u)e_k}{I_h} \right) \text{ (III.22)}$$

$$\Delta\sigma = 4,939 \left(\frac{1289}{6,40} + \frac{(874 - 125)0,347}{3,97} \right) = 1318 \text{ tf/m}^2$$

No quadro VI.13 estão indicados os valores da inércia da seção homogeneizada para as etapas 1, 4 e 9.

No quadro VI.14 a, b, c e d as perdas ocorridas devido à deformação imediata do concreto nas seções S10 e S15.

QUADRO VI.13 - INERCIA DAS SEÇÕES HOMOGENEIZADAS
PARA ETAPAS 1, 4 e 9 - I_h em m^4

ETAPA 1												
SEÇÃO	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$I_h (m^4)$	29,599	29,599	29,599	29,406	29,305	29,394	29,285	29,144	28,855	28,801	28,210	19,840

ETAPA 4															
SEÇÃO	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
$I_h (m^4)$	29,650	29,650	29,650	29,710	29,626	29,611	29,492	29,385	29,215	23,259	28,678	20,176	16,236	12,882	10,131

ETAPA 9																			
SEÇÃO	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
$I_h (m^4)$	29,808	29,808	29,808	29,852	30,024	29,951	29,991	30,036	29,884	29,930	29,543	20,846	16,771	13,293	10,436	8,095	6,312	4,964	4,004

QUADRO VI - 14a								
PERDA DE PROTENSÃO DOS CABOS UMA ETAPA V, DEVIDO A DEFORMAÇÃO IMEDIATA DO CONCRETO, QUANDO SE EXECUTA UMA ETAPA POSTERIOR S ₁₀								
ETAPA DE PROTENSÃO EFETUADA	2	3	4	5	6	7	8	9
PERDA DE TENSÃO P/ OS CABOS DAS ETAPAS ANTERIORES (kgf/cm ²)	90	86	79	43	72	67	62	60

QUADRO VI - 14 b				
PERDA DE PROTENSÃO DOS CABOS UMA ETAPA V, DEVIDO A DEFORMAÇÃO IMEDIATA DO CONCRETO, QUANDO SE EXECUTA UMA ETAPA POSTERIOR S ₁₅				
ETAPA DE PROTENSÃO EFETUADA	6	7	8	9
PERDA DE TENSÃO P/ OS CABOS DAS ETAPAS ANTERIORES (kgf/cm ²)	87	110	117	109

QUADRO VI 14 c								
PERDA TOTAL DE DEFORMAÇÃO IMEDIATA S ₁₀								
CABOS DA ETAPA	1	2	3	4	5	6	7	8
PERDA TOTAL (kgf/cm ²)	559	469	383	304	261	189	122	60

QUADRO VI 14 d				
PERDA TOTAL DE DEFORMAÇÃO IMEDIATA S ₁₅				
CABOS DA ETAPA	5	6	7	8
PERDA TOTAL (kgf/cm ²)	423	336	226	109

VI.6 - PERDAS AO LONGO DO TEMPO

Para calcular a deformação específica de retração que ocorre no concreto, em um certo intervalo de tempo utiliza-se, como foi visto no capítulo IV, a seguinte expressão:

$$\epsilon_s(t, t_0) = \epsilon_{s0} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (\text{IV.13})$$

O valor de ϵ_{s0} , coeficiente básico de retração, é dado por $\epsilon_{s1} \times \epsilon_{s2}$. Supondo que o concreto tenha um a batimento de 4cm, e que a estrutura esteja em contacto com um meio ambiente de umidade relativa média de 70% o valor a ser adotado, de acordo com a tabela IV.1, $\epsilon_{s1} = -3,2 \times 10^{-4}$. O valor ϵ_{s2} é função da espessura fictícia da peça h_0 sendo, portanto, necessário o cálculo deste valor para as diversas seções transversais. As fórmulas empregadas são:

$$\epsilon_{s2} = \frac{33 + 2h_0}{20,8 + 3h_0} \quad (\text{IV.14}) \quad \text{com } h_0 = \lambda \frac{2A}{\mu} \quad (\text{IV.6})$$

Lembrando que no caso presente, de acordo com a tabela IV.1, o valor de λ será igual a 1,5. No quadro VI.15, indicam-se os valores de ϵ_{s2} e ϵ_{s0} para as diversas seções.

Para o cálculo de $\beta_s(t)$ e $\beta_s(t_0)$ torna-se necessário definir o tempo decorrido entre a concretagem de uma aduela e a sua protensão, pois t_0 é a idade do concreto em dias no momento a partir do qual é considerada a influência da retração no concreto.

Será desprezado o tempo necessário para a montagem da forma e armação de uma aduela, ou seja, o tempo decorrido entre uma fase e outra de protensão é o necessário para que o concreto adquira uma resistência compatível aos esforços que nele atuarão inicialmente. Este espaço de tempo, que é o intervalo entre duas etapas de protensão, será considerado igual a 7 dias.

Conforme foi realizado no capítulo IV, há o interesse de se calcular as perdas a cada etapa de protensão. Assim os coeficientes $\beta_s(t)$ deverão ser calculados para intervalos de 30 dias. A expressão utilizada é:

$$\beta_s = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + 40\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\left(\frac{t}{100}\right) + E} \quad (\text{IV.15})$$

onde B, C, D e E são expressões polinomiais em h_0 , espessura fictícia, dadas na pág. IV.4.

No quadro VI.16 apresentam-se os diversos valores de $[\beta_s(t)$ e $\beta_s(t) - \beta_s(t_0)]$ para as seções S_{10} e S_{15} .

Para o cálculo do coeficiente de deformação lenta deve-se utilizar a expressão:

$$\varphi(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \varphi_d \beta_d(t - t_0) + \varphi_f \beta_f(t) - \beta_f(t_0) \quad (\text{IV.2})$$

O coeficiente $\beta_a(t_0)$ é dado pela expressão:

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \left(1 - \frac{f_c(t_0)}{f_{c\infty}}\right) \quad (\text{IV.3})$$

com

$$\frac{f_c(t_0)}{f_{c, \infty}} = \frac{9t_0(t_0 + 42)}{(9t_0 + 40) \times (t_0 + 61)} \quad (\text{IV.4})$$

Neste exemplo t_0 é igual a 30 dias.

$$\text{Assim } \frac{f_c(t_0)}{f_{c, \infty}} = 0,689 \text{ e } \beta_a(t_0) = 0,249.$$

O coeficiente φ_d é o coeficiente de plasticidade e pode ser tomado igual a 0,4, enquanto φ_f é igual ao produto φ_{f1} por φ_{f2} . O valor de φ_{f1} pode ser obtido da tabela

IV.1 e resulta, com umidade relativa 70%, igual a 2. O coeficiente φf_2 é dado pela fórmula:

$$\varphi f_2 = \frac{42 + h_0}{20 + h_0} \quad (\text{IV.5})$$

Como são conhecidos os valores de h_0 para as diversas seções, pode-se montar o quadro VI.17, em que se indicam os valores de φf_2 e φf para as diversas seções:

QUADRO VI.17 VALORES φf_2 E φf											
SEÇÃO	S0 a S10	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20
φf_2	1,19	1,225	1,230	1,235	1,240	1,250	1,260	1,260	1,270	1,280	1,290
φf	2,38	2,45	2,46	2,47	2,48	2,50	2,52	2,52	2,54	2,56	2,58

O coeficiente $\beta_d(t - t_0)$ é dado por:

$$\beta_d(t - t_0) = \frac{(t - t_0) + 20}{(t - t_0) + 70} \quad (\text{IV.7})$$

o valor de $\beta_f = \frac{t^2 + At + B}{t^2 + Ct + D} \quad (\text{IV.8})$

onde A, B, C e D são polinômios em h_0 , dados na página IV.4.

Conforme foi explicado no capítulo IV o coeficiente $\beta_d(t_{i+1} - t_i)$ é obtido através da diferença dos termos $\beta_d(t_{i+1} - t_i)$ e $\beta_d(t_i - t_0)$. Já os termos $\beta_f(t) - \beta_f(t_0)$ obtêm-se normalmente empregando a equação IV.8.

Desta forma, obtêm-se os quadros VI.18; VI.19 e VI.20, que contêm os diversos valores $\beta_d(t - t_0)$, $\beta_d(t_i - t_{i-5})$; $\beta_f(t)$ e $\beta_f(t) - \beta_f(t_0)$.

Para exemplificar o cálculo da perda ao longo

QUADRO VI.18 - VALORES DE $\beta_d(t - t_0)$ e $\beta_d(t_i - t_{i-1})$

$(t - t_0)$	30	60	90	120	150	180	210	240	270	∞
$\beta_d(t - t_0)$	0,5	0,615	0,6815	0,736	0,773	0,80	0,821	0,839	0,859	1,0
$(t_i - t_{i-1})$	(60, 30)	(90, 60)	(120, 90)	(150, 120)	(180, 150)	(210, 180)	(240, 210)	(270, 240)	(300, 270)	(∞ , 300)
$\beta_d(t_i - t_{i-1})$	0,5	0,115	0,0725	0,048	0,037	0,027	0,021	0,018	0,013	0,148

QUADRO VI.19 - VALOR $\beta_F(t)$

t (dias)	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	∞
SEÇÃO											
S10	0,294	0,345	0,375	0,398	0,418	0,435	0,450	0,464	0,477	0,490	1,0
S15	0,320	0,380	0,420	0,450	0,470	0,490	—	—	—	—	1,0

QUADRO VI.20 - VALOR DE $\beta_F(t) - \beta_F(t_0)$

(t, t_0)	(60, 30)	(90, 60)	(120, 90)	(150, 120)	(180, 150)	(210, 180)	(240, 210)	(270, 240)	(300, 270)	(∞ , 300)	(∞ , 150)
SEÇÃO											
S10	0,051	0,030	0,023	0,020	0,020	0,015	0,014	0,013	0,013	0,051	—
S15	0,06	0,04	0,03	0,02	0,02	0,02	—	—	—	—	0,51

do tempo será utilizada a seção S18. Para tanto confecciona-se as tabelas VI.21 e VI.22, que contêm os coeficientes descritos anteriormente.

Assim é possível executar o cálculo da perda de tensão de protensão devido à deformação lenta, retração e relaxação.

Na oitava etapa, dos 30 aos 60 dias atuam na seção 18 apenas os esforços de protensão dos cabos C19, C20 e C27 a C30, provocando na seção $N_p = 1258\text{tf}$ e $M_p = 440\text{tfm}$.

Inicialmente calcula-se a perda devido aos efeitos da deformação lenta e da retração para em seguida, de maneira iterativa, considerar o efeito da relaxação, conforme foi visto no capítulo IV. Assim deve-se utilizar a expressão IV.34.

$$\Delta\sigma_{c+s}(t, t_0) = \frac{\epsilon_s(t, t_0)E_p + \alpha_e \sum_{\ell=1}^h \psi_{\ell}(t, t_0) \sigma_{cgl} + \sigma_{cpl}(t_0)}{1 - \frac{\sigma_{cp}(t_0)}{\sigma_{p0}} \frac{1}{E_{cl}(t_0)} + \chi(t, t_0) \frac{\psi_{\ell}^*(t, t_0)}{E_{c28}} E_p} \quad (\text{IV.34})$$

Lembrando que $\sigma_{p0} = \frac{1258000}{4 \times 11,84 + 8 \times 6,91} = 12.256\text{kgf/cm}^2$

$$\sigma_{c,p} = -\frac{1258}{6,35} + \frac{440}{3,958} \times 0,35 = 237\text{tf/m}^2$$

$\sigma_{c,g} = 0$ e ainda $h = 1$ resulta em:

$$\Delta\sigma_{c+s}(60, 30) = \frac{-0,008 \times 10^{-3} \times 1,90 \times 10^7 + (-237) 4,939 \times 0,627}{1 + \frac{23,7}{12256} \times (1 - 0,5 \times 0,627) \times 4,939} = -1056\text{tf/m}^2$$

a tensão na armadura é dada por:

QUADRO VI.21 - COEFICIENTES PARA O CÁLCULO DA DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE RETRAÇÃO NO CONCRETO NA SEÇÃO 18

h ₀	E _{s1}	E _{s2}	E _{s0} (‰)	β _s (t)			β _s (t) - β _s (t)			ε _s (t, t ₀)			
				t (dias)			(t, t ₀) (dias)			(t, t ₀) (dias)			
				30	60	90	∞	(30, 60)	(90, 60)	(∞, 90)	(60, 30)	(90, 60)	(∞, 90)
60,5	- 3,2 x 10 ⁻⁴	0,761	0,243	0,056	0,091	0,119	1	0,035	0,028	0,881	0,008	0,006	0,214

QUADRO VI.22 - COEFICIENTES PARA O CÁLCULO DA DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA NO CONCRETO DEVIDO A DEFORMAÇÃO LENTA NA S18

β _a (30)	φ _{f1}	φ _f	φ _f	β _d (t, t ₀)		β _d (t _{i+1} , t _i)		β _F (t)		β _F (t) - β _F (t ₀)		φ(t, t _i)						
				(t - t ₀) dias		(t _{i+1} , t) dias		t (dias)		(t, t ₀) dias		(t, t ₀) dias						
				(60, 30)	(90, 30)	(∞, 30)	(60, 30)	(90, 60)	(∞, 90)	30	60	90	∞	(60, 30)	(90, 60)	(∞, 90)		
0,249	20	1,27	2,54	0,5	0,615	1,0	0,5	0,115	0,385	0,32	0,39	0,43	1,0	0,07	0,04	0,627	0,148	1,602

$$\sigma_p = \sigma_{p0} + \alpha_e \sigma_{cg} + 0,3 \Delta\sigma_{p,c+s+r} \quad (\text{IV.35})$$

supondo uma perda de tensão devido a relaxação de 55kg/cm² obtem-se:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = -875 - 550 = -1425 \text{tf/m}^2$$

e portanto:

$$\sigma_{p,0} = 12256 - 0,3 \times 1425 = 11828 \text{tf/m}^2$$

esta tensão corresponde ao seguinte percentual da tensão de ruptura:

$$r_e = \frac{11828}{19000} = 0,62$$

Como $\psi_{60} = 1,5\%$ e $\psi_{70} = 2,5\%$ pode-se obter que $\psi_{0,62} = 1,73\%$ através de interpolação linear. Como interessa perda a 60 dias e não 1000h, pode-se usar:

$$\frac{\psi t_2}{\psi t_1} = \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^{0,2} \quad (\text{IV.17})$$

e assim: $\psi_{0,62} (60 \text{ dias}) = 1,73 \left(\frac{1440}{1000}\right)^{0,2} - \left(\frac{720}{1000}\right)^{0,2} = 0,24\%$

ou seja $\Delta\sigma_r = \frac{0,24}{100} \times 11828 = 28,3 \text{ kgf/cm}^2$ (valor próximo ao es

timado), e desta forma aplicar a fórmula IV.34 acrescentando-se no numerador a perda $\Delta\sigma$.

$$\Delta\sigma_{c+s+r}(60, 30) = \frac{-885 - 283}{1,012} = -1154 \text{tf/m}^2$$

e portanto o novo valor de σ_p seria:

$$\sigma_p = 12256 - 0,3 \times 1125 = 11918 \text{ kgf/cm}^2$$

este valor \bar{e} praticamente igual ao arbitrado anteriormente

$$\sigma_p = 11828 \text{ o que assegura } \Delta\sigma_{c+s+r} (60,30) = 133 \text{ kgf/cm}^2$$

Para o período 60-90 dias o cálculo é semelhante havendo porém necessidade de se definir dois coeficientes de deformação lenta. O primeiro (ψ_1) refere-se as ações que foram introduzidas aos 30 dias; o segundo (ψ_2) as que passar a atuar após o 60º dia de idade do concreto.

Para o coeficiente $\psi_1 (90, 60)$ ter-se de acordo com o quadro VI.22 o valor de 0,148.

Para o coeficiente $\psi_2 (90, 60)$ é preciso definir o novo valor de $\beta_a(t_0)$ dado por IV.3 e IV.4, usando $t_0 = 60$.

Efetuada as contas resulta $\beta_a(60) = 0,172$. Utilizando os coeficientes do Quadro VI.2 e a fórmula IV.2 chega-se a:

$$\psi_2(90, 60) = 0,172 + 0,4 \times 0,5 + 2,54 \times 0,04 = 0,47$$

Os esforços introduzidos a partir de 60º dia são:

$$N_p = 1289 \text{ tf}; M_p = -874 \text{ tfm e } M_{gl} = -125 \text{ tfm}$$

A excentricidade do cabo resultante é calculada levando em conta os esforços da etapa anterior (8), computada a perda de protensão desta oitava etapa, ficando desta forma igual a:

$$e_p = \frac{430 + 874}{1230 + 1289} = 0,517 \text{ m}$$

A tensão atuante no concreto a nível do c.g. devido à oitava e nona etapa, ficam respectivamente iguais a:

$$\sigma_{1,g+p} = \frac{1230}{6,35} + \frac{430}{3,958} \times 0,517 = 250 \text{tf/m}^2$$

$$\sigma_{2,g+p} = \frac{1289}{6,40} + \frac{-(874-125)}{3,978} \times 0,517 = 298 \text{tf/m}^2$$

Define-se ainda um coeficiente $\psi_2^*(90,60)$ para ser introduzido no denominador de (IV.34) que pode ser dado por uma média ponderada de ψ_1 e ψ_2 e as tensões no concreto ou seja:

$$\psi_2^* = \frac{\psi_1(90,60)\sigma_{1,g+p} + \psi_2(90,60)\sigma_{2,g+p}}{(\sigma_{1,g+p}) + (\sigma_{2,g+p})}$$

$$\psi_2^* = \frac{0,148 \times 250 + 0,47 \times 298}{250 + 298} = 0,32$$

A tensão na armadura passa a ser dada por:

$$\sigma_{po} = \frac{1242000 + 1289000}{2(4 \times 11,84 + 8 \times 6,91)} = 12330 \text{kgf/cm}^2$$

Agora é possível aplicar-se IV.34:

$$\Delta\sigma_{p,c+s}(90,60) = \frac{-0,006 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^7 - (0,148 \times 250 + 0,47 \times 298) \times 4,939}{1 + \frac{56,4}{12271} \times \left[1 + \frac{0,32}{2}\right] \times 4,939} = 962 \text{tf/m}^2$$

estimando a perda por relaxação em 20kgf/cm^2 tem-se usando IV.35:

$$\sigma_p = 12271 - 4,939 \times 16,2 - 0,3 \times (362 + 200) = 11842 \text{kgf/cm}^2$$

e portanto $r_e = \frac{11842}{19000} = 0,62$ o que resulta em:

$$\psi_{0,62}(1000 \text{ horas}) = 1,7\% \text{ e com IV.17 :}$$

$$\psi_{0,66}(90,60) = 1,7 \times \left(\frac{2160}{1000}\right)^{0,2} - \left(\frac{1440}{1000}\right)^{0,2} = 0,15\%$$

e portanto: $\Delta\sigma_{p,r} = 0,15 \times 11842/100 = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$ (pouco do valor estimado), utilizando novamente IV.34 tem-se:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r}(90,60) = \frac{-962 - 177}{1,026} = -1110 \text{ kgf/cm}^2$$

e um novo σ_p dado por:

$\sigma_p = 12271 - 4,939 \times 16,2 - 0,3 \times 1110 = 11857 \text{ tf/m}^2$ praticamente igual ao valor anterior: $\sigma_p = 11842$. Sendo assim a perda no intervalo \bar{e} de:

$$\Delta\sigma_{p,s+c+r} = 1110 \text{ tf/m}^2$$

Na última etapa \bar{e} é estabelecida a continuidade da estrutura e o intervalo de tempo considerado \bar{e} do 90º dia até ∞ .

Deve-se levar em conta a introdução dos esforços de protensão dos cabos 49 a 65 e os hiperestático de protensão. No Quadro VI.23 apresenta-se os momentos isostáticos de protensão assim como o respectivo esforço normal. No Quadro VI.24 são indicados os valores dos momentos finais, (isostático e hiperestático de protensão) nas diversas seções nesta etapa (10a. etapa de protensão).

QUADRO VI. 23 - NORMAL E MOMENTO ISOSTÁTICO DE PROTENSÃO - ETAPA 10

SEÇÃO	14	15	16	17	18	19	20
NORMAL (tf)	328	1168	2038	2971	2974	2987	2971
MOMENTO ISOSTÁTICO (tf m)	-368	-1400	-1993	-3038	-3521	-3627	-3568

QUADRO VI. 24 MOMENTO FINAL DE PROTENSÃO ETAPA 10

SEÇÃO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
MOMENTO FINAL (tf m)	224	448	673	897	1122	1346	1570	1795	2019	2244	2244	2244	2244	1915	844	251	-794	-1277	-1388	-1324

Os esforços introduzidos na etapa 10, na seção 18, são: $N_p = 2974\text{tf}$ $M_p = +942\text{tfm}$. No momento de protensão M_p já está computado o momento hiperestático de protensão. Os esforços das etapas anteriores serão iguais a:

etapa de protensão 8: $N_p=1107\text{tf}$ $M_p=+387\text{tfm}$ $M_{g1}=0$

etapa de protensão 9: $N_p=1160\text{tf}$ $M_p=+787\text{tfm}$ $M_{g1}=-125$

assim é possível calcular-se a excentricidade do cabo resultante:

$$e = \frac{387 + 787 - 1277}{1107+1160+2974} = -0,02\text{m}$$

desta forma a tensão no concreto ao nível do cg:

$$\sigma_1, g_1 + p = \frac{1107}{6,35} + \frac{387}{3,958} \times (-0,02) = 172\text{tf/m}^2$$

$$\sigma_2, g_1 + p = \frac{1160}{6,40} + \frac{(787-125)}{3,978} \times (-0,02) = 178\text{tf/m}^2$$

$$\sigma_3, g_1+g_2+p = \frac{2974}{6,451} + \frac{(-1277+942)}{4,004} \times (-0,02) = 463\text{tf/m}^2$$

a tensão de protensão na armadura é dada por:

$$\sigma_{po} = \frac{1107+1160+2974}{8 \times 11,84 + 50 \times 6,91} \times 1000 = 11905\text{kgf/cm}^2$$

Os coeficientes de deformação são respectivamente:

$$\Psi_1(\infty, 90) = 1,601; \Psi_2(\infty, 90) = 1,647 \text{ e } \Psi_3(\infty, 90) = 1,78$$

o valor de Ψ_3^* será dado por:

$$\Psi_3^* = \frac{1,60 \times 172 + 1,647 \times 178 + 1,78 \times 463}{172 + 178 + 463} = 1,71$$

A retração neste intervalo de tempo é dada por:
 $\epsilon_s = -0,214 \times 10^{-3}$ assim pode-se aplicar a equação IV.34 :

$$\Delta\sigma_{p,c+s} = \frac{-0,214 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^7 - (172 \times 1,6 + 178 \times 1,647 + 463 \times 1,78) \times 4,939}{1 + \frac{81,6}{11905} \times \left(1 + \frac{1,71}{2}\right) \times 4,939} =$$
$$= 10296 \text{ tf/m}^2$$

estimando a perda por relaxação em 190 kg/cm² chega-se a:

$$\sigma_p = 119050 + 4,939 \times 5 - 0,3 \times (10296 + 1900) = 115415 \text{ tf/m}^2$$

e portanto:

$$r_e = \frac{115415}{190000} = 0,607 \text{ chega-se } \psi_e^{1000} = 1,57\%$$

com IV.17

$$\psi_{0,607}^{(\infty,90)} = 1,57 \times \left(\frac{87600}{1000}\right)^{0,2} - \left(\frac{2160}{1000}\right)^{0,2} \approx 2,00\%$$

e portanto: $\Delta\sigma_{p,r} = 0,02 \times 115415 = 2308$

e assim :

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{10934 + 2308}{1,062} = 12469 \text{ tf/m}^2$$

o que conduz a:

$$\sigma_p = 119050 + 4,939 \times 5 - 0,3 \times 12469 = 115333 \text{ tf/m}^2$$

com este novo valor chega-se a:

$$\psi_{re} = \frac{115333}{190000} = 0,607$$

o que conduz praticamente a: $\psi_{0,607}^{(\infty,20)} = 2,00\%$

e portanto a: $\Delta\sigma_{p,c+s+r} = 1246 \text{ kgf/cm}^2$

Convem notar que nesta seção, em virtude da existência de cabos próximos ao bordo inferior e também do superior, o cálculo perde um pouco da precisão. Lembra-se contudo que tal situação só ocorre praticamente a partir de S16 e poderia nestes casos usar outros processos como os indicados em 10 e 11.

No Quadro VI.25 estão indicados, a título ilustrativo, as perdas que os cabos das seções S10 e S15 tem ao longo do tempo.

VI.7 - AVALIAÇÃO DO MOMENTO DE FECHAMENTO

O momento de fechamento pode ser avaliado pela expressão V.19 que pode ser escrita também como:

$$M(t_{\infty}) = \frac{A + B}{C + D}$$

onde:

$$A = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i^j (\phi_i(t_{\infty}, t_j) - \phi_i(t_k, t_j))}{e_1 I_i} \Delta x_i$$

$$B = \sum_{i=1}^{n_2} \sum_{j=1}^{n_2} \frac{(M_{g+p})_i^j (\phi_i(t_{\infty}, t_j) - \phi_i(t_k, t_j))}{I_i} \Delta x_i$$

$$C = \sum_{i=1}^{n_1} \frac{x_i^2 \phi_i(t_{\infty}, t_k)}{e_1^2 I_i} \Delta x_i$$

$$D = \sum_{i=1}^{n_2} \frac{\phi_i(t_{\infty}, t_k)}{I_i} \Delta x_i$$

Efetuada-se as expressões anteriores obtém-se para valores de A, B, C e D respectivamente, 3764, 17394, 0,968 e 14719, resultando portanto em $M(t_{\infty}) = 1349 \text{ tfm}$.

QUADRO VI 25 PERDA DE PROTENSÃO DEVIDO A RETRAÇÃO, DEFORMAÇÃO LENTA E RELAXAÇÃO					
SEÇÃO 10			SEÇÃO 15		
INTERVALO DE TEMPO (dias) *	ETAPA	$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ (kgf/cm ²)	INTERVALO DE TEMPO (dias) *	ETAPA	$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ (kgf/cm ²)
30 , 60	1	181	30 , 60	5	220
60 , 90	2	173	60 , 90	6	209
90 , 120	3	136	90 , 120	7	197
120 , 150	4	129	120 , 150	8	181
150 , 180	5	114	150 , 180	9	174
180 , 210	6	110	180 , 00	10	1395
210 , 240	7	104			
240 , 270	8	91			
270 , 300	9	89			
300 , 00	10	955			

* O NÚMERO DE DIAS REPRESENTA A IDADE DO CONCRETO NA SEÇÃO EM QUESTÃO

VI.8 - OTIMIZAÇÃO DA GEOMETRIA

Pretende-se neste ítem verificar, através da formulação desenvolvida no capítulo I, a possibilidade de uma redução das seções transversais, através da diminuição da altura das mesmas. Será verificada apenas, neste caso, a situação de utilização da estrutura, estabelecendo-se como tensões limites 0 e 1300tf/m².

Os esforços de protensão no tempo infinito na seção S10 (a mais solicitada), são dados por: $N_p = 7827\text{tf}$ e $M_p = 17440\text{tfm}$.

Tem-se ainda $M_{g1} = 13495$, $M_{g2} = -2790$, M_q , max. x $k_1 = -3331$, M_q , min. x $k_1 = 68$. É bom notar que no momento de protensão (M_p) já estão incluídos os momentos hiperestático de protensão e o de fechamento da estrutura. Assim com $A_h = 12,63\text{lm}^2$; $y_{\text{sup},h} = 2,00\text{m}$, $I_h = 29,542\text{m}^4$ tem-se:

bordo superior:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{7827}{12,631} + \frac{(17440-19616) \times 2,0}{29,542} = 472\text{tf/m}^2$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{7827}{12,631} + \frac{(17440-16216) \times 2,0}{29,542} = 702\text{tf/m}^2$$

bordo inferior:

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{7827}{12,631} + \frac{2176}{29,542} \times 2,0 = 767\text{tf/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{7827}{12,631} - \frac{1224}{29,542} \times 2,0 = 536\text{tf/m}^2$$

Pelos valores anteriores é possível verificar que as tensões limites estão atendidas, até com uma certa folga. Pode-se pensar portanto em diminuir a altura das seções

ou a quantidade de cabos.

Será tentado, em primeiro lugar, alterar a altura das seções.

Para determinar a altura mínima em S10, utiliza-se inicialmente a expressão (I.12):

$$h_1 = \frac{2\ell}{11} \times \frac{1 + 4 \times \frac{\ell}{50}}{3 + 4 \times \frac{\ell}{50}}$$

Com $\ell = 40$ resulta em $h_1 = 4,93\text{m}$ maior que a altura anterior igual a $4,0\text{m}$. Desta forma, será tentada a fórmula I.10:

$$h_1 = 1,35 \times \frac{\mu \gamma \xi \kappa \ell^2}{2 \bar{\sigma}_c \zeta}$$

Os seguintes valores são adotados, neste caso: $\gamma = 2,5\text{tf/m}^3$ e $\bar{\sigma}_c = 1300\text{tf/m}^2$.

O valor de ζ , coeficiente utilizado para se obter o braço de alavanca, será determinado a partir do conhecimento do c.g., da armadura e da área do concreto comprimido. A distância c.g. dos cabos, supondo-os em mesma quantidade e posicionamento que o do projeto original, ao bordo superior é igual a $0,245\text{m}$. Com os valores de M_g , M_{g2} , e $K_1 M_{q,\text{m}\bar{a}\text{x}}$ pode-se determinar a espessura e , do banzo inferior

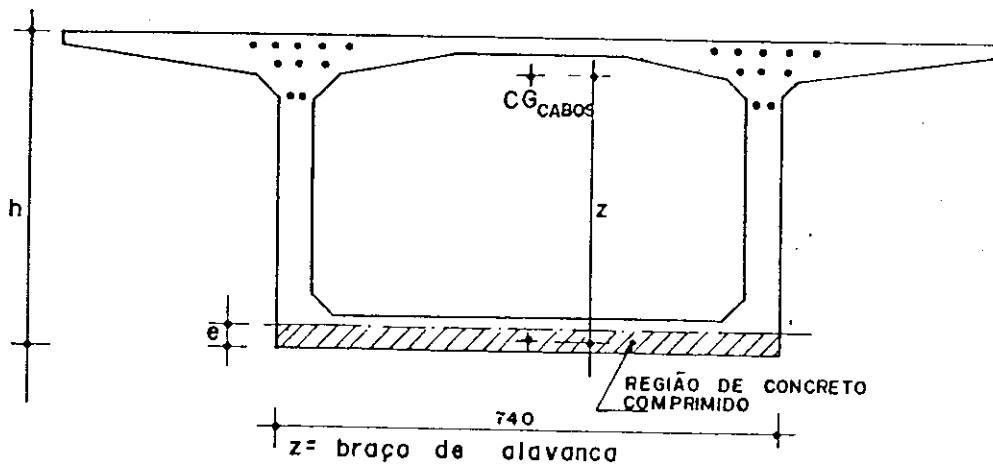


FIG. VI. 9 DETERMINAÇÃO DO BRAÇO DE ALAVANCA EM S10

submetido a compressão por:

$$1300 \times 7,4 \times e(4 - 0,245 - e/2) = 19616$$

o que resulta $e \approx 0,60$ e portanto $z = 3,455$ e $\zeta = \frac{3,455}{4,0} = 0,86$

O produto $e \times k$ pode ser tirado da fig. I.7 com $A_S/A_{S0} = 6,0/12,49 = 0,48$ que leva a $\zeta k = 0,58$.

A relação entre a área comprimida e a área total ($\frac{1}{\mu}$) é dada por:

$$\frac{1}{\mu} = \frac{7,4 \times 0,6}{12,49} = 0,355 \text{ e portanto } u = 2,81$$

chegando-se finalmente a:

$$h_1 = 1,35 \times \frac{2,81 \times 2,5 \times 0,582 \times 40^2}{2 \times 1300 \times 0,86} = 3,95 \text{ m.}$$

A área mínima de concreto é dada por (I.11)

$$A_c \geq \frac{\Delta q \ell^2 \mu}{2 \bar{\sigma}_c h_1 \left(\zeta - \frac{\gamma \ell^2 \mu k \xi}{2 \bar{\sigma}_c h_1} \right)}$$

Substituindo os valores numéricos chega-se a $A_c \geq 6,88 \text{ m}^2$ sendo que a área em S10 é igual a $12,49 \text{ m}^2$.

Como foi visto no capítulo I é possível utilizar um trecho do balanço linear e outro parabólico no intuito de minimizar a ação do peso próprio em S10. Fixando-se a altura da seção de fechamento (S20) em 2m, obtém-se a partir de I.10, com $\xi k = 1$, a extensão máxima do trecho reto, que fica igual a $\ell = 21,7$. Considerando $\ell = 20 \text{ m}$; $h_1 = 4,0 \text{ m}$, h em S20 igual a 2m., a curva definidora da face inferior uma parábola do 2º grau, chega-se através de I.10 aos valores contidos no Quadro VI.26.

SEÇÃO	ξK	h
S14 e S20	1	2,05
S13	0,907	2,60
S12	0,814	3,11
S11	0,724	3,53
S10	0,582	3,95

Através de programa automático (ver anexo) po-
de-se obter os valores dos esforços solicitantes e as caracte-
rísticas geométricas nas diversas seções.

No Quadro VI.27 encontram-se os valores do momento
fletor, de carga permanente g_1 (computado equipamento de lançamento), á-
rea, y_{sup} , W_{inf} e W_{sup} para a configuração original e a otimizada.

SEÇÃO	ESTRUTURA ORIGINAL					ESTRUTURA OTIMIZADA				
	M_{g1} tf m	A m^2	Y_{sup} m	W_{inf} m^3	W_{sup} m^3	M_{g1} tf m	A m^2	Y_{sup} m	W_{inf} m^3	W_{sup} m^3
S10	-13878	12,485	2,00	14,654	14,413	-13,147	12,485	2,02	14,413	14,654
S15	-2289	7,77	1,116	5,652	7,131	-2,125	7,335	0,88	3,989	5,088

Para poder verificar a nova estrutura (a o-
timizada) seria necessário calcular-se novamente os momentos
de carga permanente 2, o devido ao hiperestático de protensão,
o de fechamento, e os de carga acidental. Apenas para exem-
plificar serão considerados os mesmos momentos da situa-
ção anterior. Desta forma pode-se dizer, por exemplo, na seção
S15 o valor de M_1 será igual a -2257tfm e $M_2 = 558tfm$.

A condição de existência de solução e_p e $N_c \times N_{lp}$

é dada primeiramente por II.7.

$$M_1 + M_2 \leq W_{inf} (\bar{\sigma}_c + \bar{\sigma}_c)$$

neste caso $2257 + 558 < 3,989 \times 1300$

em seguida deve-se ter $e_L < y_{sup}$ com:

$$e_L = \frac{M_1 h + I(\bar{\sigma}_c + \bar{\sigma}_c)}{A(\bar{\sigma}_c y_{sup} + \bar{\sigma}_c y_{inf})} \quad (II.3)$$

que conduz a $e_L = -0,42$ que é menor que $0,88$ e finalmente $e_N > -y_{inf}$ com:

$$e_N = \frac{1}{A} \frac{I(\bar{\sigma}_c - \bar{\sigma}_c) - M_2 h}{\bar{\sigma}_c y_{inf} + y_{sup} \bar{\sigma}_c} \quad (II.8)$$

que conduz $e_N = -0,43$ que é maior que $-1,12$.

Conclui-se portanto que há solução. A solução econômica deverá ser encontrada a partir de e_M com:

$$e_M = i^2 \times \frac{(M_1 y_{sup} - M_2 y_{inf})}{I h \bar{\sigma}_c + y_{inf} y_{sup} (M_1 + M_2)} \quad (II.9)$$

Substituindo os valores $e_M = 0,299$. Com este valor de $e_M = 0,299$ e supondo $N_{1p} = 125 \text{tf}$ chega-se ao número de cabos usando II.10:

$$n_c = \frac{(\bar{\sigma}_c I + M_1 y_{sup})}{N_{1p} (i^2 + y_{sup} e_M)} \quad (II.10)$$

resultando em $n_c \cong 18$ cabos

Fazendo o cálculo do número de cabos para a mesma seção para a estrutura original chega-se a $n_c = 13$ cabos, ou seja a economia do volume de concreto (em torno de 3% neste

caso) resulta como podia se esperar em um consumo maior de armadura. Para a seção S10 tanto para uma solução como para outra resulta praticamente na mesma quantidade de cabos ou seja $n_c = 44$ cabos. É bom frisar que para se quantificar a diferença exata entre uma solução e outra seria necessário, como já foi dito, o cálculo do momento hiperestático de protensão, o de carga acidental, o de carga permanente 2 e o de fechamento para a estrutura otimizada.

CAPÍTULO VII

VII.1 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Pode-se concluir que é possível otimizar a geometria das estruturas em balanço utilizando o cálculo iterativo descrito no capítulo I. Isto fica patente no exemplo numérico desenvolvido no capítulo II, quando foi possível obter uma geometria adequada à estrutura proposta, que atende-se às condições de limitação das tensões de utilização, levando a uma minimização do volume de concreto e área de formas. Convém realçar a importância de se ter no caso um programa automático (apresentado no anexo I) que determina os esforços solicitantes de peso próprio em cada etapa construtiva da obra.

A tarefa da determinação da quantidade de cabos e a excentricidade resultante se torna simples com o emprego da rotina de cálculo desenvolvida no capítulo II. Esta rotina pode ser programada sem nenhuma dificuldade, até mesmo em microcomputadores de 16Kb de memória.

Quando se otimiza a geometria, obtêm-se por vezes maior consumo de armadura de protensão. Cabe ao projetista estabelecer o ponto de equilíbrio entre o volume de concreto e superfície de forma necessários, com o peso da armadura empregados, utilizando sucessivamente as rotinas do capítulo I e II.

Sugere-se que em trabalhos a serem desenvolvidos leve-se em conta, além das condições das tensões limites, as condições dos estados limites últimos.

Ficou claro no decorrer da resolução do exemplo numérico que as perdas de protensão ao longo do tempo representam parcelas apreciáveis da tensão inicial de protensão, tornando-se assim fator importante na determinação do número de cabos.

O emprego da formulação da CEB-78 para o cálculo das perdas de protensão, conduz a valores diferentes ao

que seriam obtidos com as expressões da NB-116. Para o exemplo numérico desenvolvido constata-se, que devido a retração os valores previstos pela NB-116 são bem superiores aos indicados pela CEB-78, enquanto ocorre exatamente o contrário em relação à deformação lenta. Uma palavra final sobre o assunto só poderá ser dada, quando os dados obtidos de experiências, assim como os resultados de cálculos executados, a tenham uma quantidade razoável, o que não ocorre no presente momento.

No cálculo das perdas ao longo do tempo foi utilizado o método da tensão média. Este método, como foi visto no capítulo IV, é perfeitamente aplicável quando as tensões não variam em 15 ou 20%. No exemplo numérico em questão chega-se, em algumas seções (S_{10} por exemplo), a valores ligeiramente superiores a este percentual. Assim recomenda-se como uma aplicação deste trabalho a utilização do método do módulo efetivo com idade corrigida, comparando-se os resultados com os aqui obtidos e verificando-se a conveniência ou não da utilização do mesmo, uma vez que neste caso a execução do cálculo se torna bem mais complexa.

Uma avaliação prévia do momento que surge devido ao estabelecimento da continuidade dos balanços, resultará em um bom detalhamento desta região da viga, assegurando assim também uma boa condição de utilização. Nas primeiras obras construídas com esta técnica, esta região foi a que apresentou maiores problemas de fissuração, porque na época não se calculava este momento.

Convém salientar que o efeito do gradiente de temperatura, pelo que se tem notícia, é também fator decisivo no aparecimento de tais fissuras e deve, em estudos posteriores, ser levado em conta.

No caso de exemplo numérico em questão o momento de fechamento corresponde a 10% do valor do momento que ocorre em S_{10} após o lançamento da última aduela. Assim sua consideração acarreta uma economia de cabos em S_{10} . Mais importante que a economia, o fato é que este momento atua em

uma seção de geometria reduzida (w_s de S_{20} é cerca de 32% do w_s da S_{10}), e daí a importância de sua exata determinação.

BIBLIOGRAFIA

- 1 - ASSAN, A.E. - Contribuição ao Cálculo Automático de Vigas Contínuas Protendidas - São Carlos, EESC-USP, 1974 - Dissertação de Mestrado.
- 2 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NB-116: Cálculo e Execução de Obras em Concreto Protendido - Rio de Janeiro, 1970
- 3 - ATALLAH, R. & LAU, M.Y. - Redistribution des efforts par fluage dans les ponts construits par encorbellement. in - Le Beton Precontrante en France - Fédération Internationale de la Precontrainte - Paris, 1974, p. 25 - 27.
- 4 - BELGO-MINEIRA, C.S. - Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido - Rio de Janeiro, 1974 - Manual Técnico.
- 5 - BRONS, R. Jr. & BURNS, N. - Computer Analysis of segmentally erected Bridges - In Journal of the Structural Division ASCE - New York, abril, 1970.
- 6 - BUGAN, A. & VASCONCELOS, A.C. - Processos práticos de rápida avaliação de perdas progressivas de protensão - In Revista Estrutura - Rio de Janeiro, dezembro 1981, p. 23 - 42.
- 7 - CARNEIRO, F.L.L. - Efeitos Estruturais do Comportamento Reológico do Concreto - Notas de Aula - Rio de Janeiro, 1974.
- 8 - CHADA, G. & KETCHEK, K. - Computers Structures - In : - Vol. 2, Pergamon Press, Londres, 1972.
- 9 - COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON - Model Code - 3^a Edition - Paris - 1978, 1980
- 10 - - Trial and Comparison Calculation - In Bulletin d'information n^o 126 - Londres

- 11 - _____ - Manuel de Calcul "Effets Structuraux du fluage et des déformations différées" - In Bulletin d'information nº 136 - Budapest - junho, 1980.
- 12 - ENGENHEIROS ASSOCIADOS - Memorial de cálculo de projeto do viaduto na estaca 4203 - BR116 - Rio de Janeiro - 1974.
- 13 - GHALI, A.; NERVILLE, A.M. & JHA, P.C. - Effect of elastic and creep recoveries of concrete on loss of prestress. - In: - ACI Journal, dezembro, 1967, p. 802 a 810.
- 14 - _____; ROMYSISODYA & TRADOS, G.S. - Displacements and losses in multistage prestressed members - In Journal of Structure division - novembro, 1974 - p. 2307 a 2322.
- 15 - GUYON, Y. - Constructions of Beton Precontraint: classes, états, états limites, Paris, Eyrolles, 1966.
- 16 - LACROIX, R. & FUENTES, A. - Hormigon Pretensado - traduzido de Amalio Jaime Rivas Zaragueta Barcelona, Técnicos Associados, 1978.
- 17 - LEONHARDT, F. - Construções de Concreto - Vol. VI. Rio de Janeiro, 1979, Interciência.
- 18 - MARTINELLI, D.A.O. - Introdução às Pontes de Concreto - São Carlos, 1983, Apostila da EESC - USP.
- 19 - MASON, J. - Pontes em Concreto Armado e Protendido - Livros Técnicos e Científicos - Rio de Janeiro, 1978.
- 20 - MENEZES, F.A. - Programa Automático para Cálculo de Pórticos - Setor de Computação - FEL - UNICAMP - Limeira - 1982.
- 21 - MONTANARI, I. - Perdas de Protensão - In. Complementos de Concreto Protendido - São Carlos, 1976 - Apostila de Curso ministrado na EESC-USP.
- 22 - _____ & AKAMATU, D.M. - Cálculo das Posições mais Desfavoráveis quanto ao Momento Fletor - Boletim Informativo C.P.D., EESC-USP, São Carlos, março, abril, 1971.

- 23 - MULLER, J. - Long Span Precast Prestressed Concrete Bridges Built in Cantilever - In. American Concrete Institute - First International Symposium Concrete Design, Detroit, 1969, p. 705 - 740.
- 24 - _____ Ten years experience in precast segmental Constructions - In. PCI Journal - Chicago, janeiro/fevereiro, 1975, p. 28 - 61.
- 25 - RUDLOFF & CIA. LTDA. - Sistema de Protensão Rudloff - Catálogo - São Paulo, 1980.
- 26 - STUP - Manual do Processo Freyssinet de Protensão - Rio de Janeiro, 1975.
- 27 - THENDO, M. - Redistribution des Efforts pour Fluage dans les ponts construits par encorbellement - In. Le Beton Precontraint en France - Federation Internationale de la Precontrainte - Paris, 1974, p. 25 - 27.
- 28 - VASCONCELOS, A.C. - Manual prático para a correta utilização dos aços no concreto protendido - Livros Técnicos e Científicos - Rio de Janeiro.

A N E X O I

PROGRAMA AUTOMÁTICO PARA O CÁLCULO DE ESFORÇOS PERMANENTES

```

SUBROUTINE TENO(J7,SIGI,SIGS)
DIMENSION SIGI(40),SIGS(40)
COMMON XS(40),CA(40),D(40),P(40),XMS(40),ISI,IFI,I
1NA,H(12),B(13),E(12),S(12),M2(15),M3(15),M4(15),M
15(15),U(40),V(40),UMS(40),XIC(40),YS(40),YI(40)
SIGI(J7)=0.-(XMS(J7)/XIC(J7))*YI(J7)
SIGS(J7)=(XMS(J7)/XIC(J7))*YS(J7)
RETURN
END
SUBROUTINE TENOR(J7,SIGI,SIGS)
DIMENSION SIGI(40),SIGS(40)
COMMON XS(40),CA(40),D(40),P(40),XMS(40),ISJ,IF1,I
1NA,H(12),B(13),E(12),S(12),M2(15),M3(15),M4(15),M
15(15),U(40),V(40),UMS(40),XIC(40),YS(40),YI(40)
SIGI(J7)=0.-(UMS(J7)/XIC(J7))*YI(J7)
SIGS(J7)=(UMS(J7)/XIC(J7))*YS(J7)
RETURN
END
SUBROUTINE EQUI(PE,XME)
READ(2,315)PE,XME
315  FORMAT(2F)
WRITE(5,316)
316  FORMAT(17X,'PESO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO      M
TOMENTO FLETOR DEVIDO A EXCENTRICIDADE DO EQUIPAME
INTO',//)
WRITE(5,317)PE,XME
317  FORMAT(39X,F4.1,'T',38X,F4.1,'TM',//)
RETURN
END
SUBROUTINE PESO
COMMON XS(40),CA(40),D(40),P(40),XMS(40),ISI,IF1,I
1NA,H(12),B(13),E(12),S(12),M2(15),M3(15),M4(15),M
15(15),U(40),V(40),UMS(40),XIC(40),YS(40),YI(40)
P(INA)=((XS(ISI)+XS(IFI))/2)*2.5*CA(INA)
S1=((XS(ISI)-XS(IFI))/2)*CA(INA)
IF(S1)10,10,10
10  CONTINUE
S2=XS(IFI)*CA(INA)
D(INA)=((S1*CA(INA)/3)+(S2*CA(INA)/2))/(S1+S2)
RETURN
END
SUBROUTINE VIGA(XL,NT,K,R2,P1)
COMMON XS(40),CA(40),D(40),P(40),XMS(40),ISI,IF1,I
1NA,H(12),B(13),E(12),S(12),M2(15),M3(15),M4(15),M
15(15),U(40),V(40),UMS(40),XIC(40),YS(40),YI(40)
CAUX=0.
PT=0.
ZMS=0.
DO 400 I=1,10
CA(I)=XL/10.

```

```

ISI=K+I
IFI=ISI+1
INA=I
C=XS(ISI)-XS(IFI)
IF(C)401,402,402
401 IFI=K+I
ISI=IFI+1
CALL PESO
ZMS=ZMS+P(INA)*((CA(INA)-D(INA)+CAUX))
GO TO 499
402 CALL PESO
ZMS=ZMS+P(INA)*(D(INA)+CAUX)
499 PT=PT+P(INA)
400 CAUX=CAUX+CA(INA)
R2=ZMS/XL
RETURN
END
SUBROUTINE MOVI(NT,RR1,ZM,XL,II)
DIMENSION SIGI(40),SIGS(40)
COMMON XS(40),CA(40),D(40),P(40),XMS(40),ISI,IFI,I
1NA,H(12),B(13),E(12),S(12),M2(15),M3(15),M4(15),M
15(15),U(40),V(40),UMS(40),XIC(40),YS(40),YI(40)
PT=0.
CAUX=0.
CT=0.
ZM3=0.
ZM4=0.
P1=0.
I1=NT+2
I2=NT+12
DO 410 J=I1,I2
410 CA(J)=XL/10.
DO 405 I=1,10
INA=NT+2+I
CT=CT+CA(INA)
ISI=NT+I+1
IFI=ISI+1
CALL PESO
P1=P(INA)+P1
ZM3=P(INA)*(CA(INA)-D(INA))+ZM3
ZM4=PT*CAUX+ZM4
XMS(INA)=(RR1-P(I1))*CT-ZM-ZM3-ZM4
V(INA)=RR1-P(I1)-P1
K=INA+1
CAUX=CA(K)
PT=P(INA)+P1
K9=INA-1
CALL TENO(INA,SIGI,SIGS)
405 WRITE(5,3)K9,XMS(INA),V(INA),SIGI(INA),SIGS(INA)
3 FORMAT(20X,I2,10X,F9.2,10X,F9.2,10X,F9.2,11X,F9.2)
RETURN
END
SUBROUTINE ADES(XL,J,1,NT,XCOK,YL,IAUX,N1,XLA,RR1,

```

```

1NTR, XCOM4, XCOM5, IS)
COMMON XS(40), CA(40), D(40), P(40), XMS(40), ISI, IFI, I
1NA, H(12), B(13), E(12), S(12), M2(15), M3(15), M4(15), N
15(15), U(40), V(40), UMS(40), XIC(40), YS(40), YI(40)
IF(IAUX)1, 1, 2
1 XCOM=XCOM4
GO TO 3
2 XCOM=XCOM5
3 DO 38 K=1, J
XK1=K-1
IF(XK1)40, 40, 50
40 XCOM=XCOM+XL+D(INA)
GO TO 36
50 XK2=K-2
IF(XK2)60, 60, 70
60 XCOM=XCOM-XL
GO TO 36
70 IF(IAUX)80, 80, 90
80 K2=K-2
GO TO 81
90 K2=N1+K-2
81 XCOM=XCOM-CA(K2)
36 IF(IAUX)100, 100, 101
100 NSM=N1-K
GO TO 102
101 NSM=N1+K
102 C1=0, -P(INA)*XCOM
NSM1=NSM-1
XMS(NSM)=C1+XMS(NSM)
IF(IS-1)10, 10, 20
10 V(NSM)=-P(INA)+V(NSM)
GO TO 30
20 V(NSM)=P(INA)+V(NSM)
30 CONTINUE
IF(XK1)98, 98, 94
98 IF(NTR)93, 93, 94
93 XLB=XLA
R=RR1
IAU1=IAUX
IF(IAUX)91, 91, 92
91 N2=N1-1
IT=1
CALL BAVI(XLB, R, C1, N2, IAU1, IT, IS)
GO TO 94
92 N2=N1+1
IT=1
CALL BAVI(XLB, R, C1, N2, IAU1, IT, IS)
94 CONTINUE
38 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE BAVI(XLB, R, C1, N2, IAU1, IT, IS)
COMMON XS(40), CA(40), D(40), P(40), XMS(40), ISI, IFI, I

```

```
1NA,H(12),B(13),E(12),S(12),M2(15),M3(15),M4(15),M
15(15),U(40),V(40),UMS(40),XIC(40),YS(40),YI(40)
DO 30 L=1,9
IF(IAU1)31,31,32
31 NSM=N2+L
GO TO 33
32 NSM=N2-L
33 IS1=IS-1
IF(IS1)60,60,70
60 RM=-(C1/XLB)
GO TO 80
70 RM=(C1/XLB)
80 CONTINUE
IT1=IT-1
NSM1=NSM-1
IF(IT1)10,10,20
10 XMS(NSM)=XMS(NSM)+C1*((10-L)/10.)
V(NSM)=V(NSM)+RM
GO TO 30
20 UMS(NSM)=XMS(NSM)+C1*((10-L)/10.)
U(NSM)=V(NSM)+RM
30 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE ESEQ(XL,J,CT,I,PE,XME,N1,IS,IAUX,XL2,CT
11,CT2,NE,RR1,NTR)
COMMON XS(40),CA(40),D(40),P(40),XMS(40),ISI,IFI,I
1NA,H(12),B(13),E(12),S(12),M2(15),M3(15),M4(15),M
15(15),U(40),V(40),UMS(40),XIC(40),YS(40),YI(40)
WRITE(5,318)INA
318 FORMAT(5X,'ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOC
1ACAO DA ADUELA ',I2,' MAIS A CONTRIBUICAO DO PESO
1 DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO',//)
IF(IAUX)1,1,2
1 CT=CT1
GO TO 3
2 CT=CT2
3 DO 319 K=1,J
XK1=K-1
IF(XK1)388,388,321
388 CT=XL+CA(INA)+CT
GO TO 324
321 XK2=K-2
IF(XK2)322,322,323
322 CT=CT-XL
GO TO 324
323 IF(IAUX)325,325,326
325 K2=K-2
GO TO 327
326 K2=NE+K-2
327 CT=CT-CA(K2)
324 IF(IAUX)390,390,391
```

```
390      NSM=N1-K
        GO TO 393
391      NSM=N1+K
393      C1=-XME-PE*CT
        UMS(NSM)=C1+XMS(NSM)
        IF(IAUX)100,100,101
100      U(NSM)=V(NSM)-PE
        GO TO 102
101      U(NSM)=V(NSM)+PE
102      CONTINUE
        IF(XK1)98,98,94
98       YF(NTR)93,93,94
93       XLB=XL2
        R=RR1
        IAU1=IAUX
        IF(IAUX)91,91,92
91       N2=N1-1
        IT=2
        CALL BAVI(XLB,R,C1,N2,IAU1,IT,IS)
        GO TO 94
92       N2=N1+1
        IT=2
        CALL BAVI(XLB,R,C1,N2,IAU1,IT,IS)
94       CONTINUE
319      CONTINUE
        RETURN
        END
        SUBROUTINE LEIDA(I10,NTS)
        COMMON XS(40),CA(40),D(40),P(40),XMS(40),ISI,IFI,I
        1NA,H(12),B(13),E(12),S(12),M2(15),M3(15),M4(15),M
        15(15),U(40),V(40),UMS(40),XIC(40),YS(40),YI(40)
        DO 980 KI=1,15
        M2(KI)=0.
        M3(KI)=0.
        M4(KI)=0.
980      M5(KI)=0.
        DO 1000 J=1,I10
        J1=J+1
        READ(2,2)M1,M2(M1),M3(M1),M4(M1),M5(M1)
2        FORMAT(5I)
        MAUX=M2(M1)
        IF(MAUX)500,500,1000
500      READ(2,508)B(J),B(J1),H(J)
1000     CONTINUE
        DO 599 K=1,NTS
        DO 503 J=1,I10
        J1=J+1
        KAUX=M2(J)
        IF(KAUX)503,503,520
520      KA1=K-M2(J)
        IF(KA1)504,504,505
504      IF(K-1)521,521,522
521      READ(2,508)B(J),B(J1),H(J)
```

```
508   FORMAT(3F)
522   GO TO 503
505   KA2=K-M3(J)
      IF (KA2)506,506,507
506   READ(2,508)B(J),B(J1),H(J)
507   KA3=K-M4(J)
      IF (KA3)503,503,509
509   KA4=K-M5(J)
      IF (KA4)510,510,503
510   READ(2,508)B(J),B(J1),H(J)
503   CONTINUE
      CALL GESEC(110,NTS,K)
599   CONTINUE
      RETURN
      END
      SUBROUTINE GESEC(I1,NTS,KM)
      COMMON XS(40),CA(40),D(40),P(40),XMS(40),ISI,IFI,I
1NA,H(12),B(13),E(12),S(12),M2(15),M3(15),M4(15),M
15(15),U(40),V(40),UMS(40),XIC(40),YS(40),YI(40)
      ST=0.
      XI=0.
      XMS1=0.
      DO 29 I7=1, I1
         I8=I7+1
         S(I7)=((B(I7)+B(I8))/2)*H(I7)
         BAUX=B(I7)-B(I8)
         IF (BAUX)10,10,20
10      E(I7)=XI+(H(I7)/3)*((B(I7)+2*B(I8))/(B(I7)+B(I8)))
         GO TO 21
20      E(I7)=XI+(H(I7)-((H(I7)/3)*((B(I8)+2*B(I7))/(B(I8)
1+B(I7))))))
21      XI=XI+H(I7)
         XMS1=XMS1+E(I7)*S(I7)
29      ST=ST+S(I7)
         XS(KM)=ST
         YS(KM)=XMS1/ST
         YI(KM)=XI-YS(KM)
         XI7=0.
         XIO=0.
         DO 30 I9=1, I1
            I10=I9+1
            XI7=XI7+((YS(KM)-E(I9))*2)*S(I9)
            BAUX=B(I9)-B(I10)
            IF (BAUX)15,15,16
15      XIO=XIO+((H(I9)**3)*((B(I9)**2+4*B(I9)*B(I10)+B(I1
10)**2)/(B(I9)+B(I10))))/36.
            GO TO 30
16      XIO=XIO+((H(I9)**3)*((B(I10)**2+4*B(I10)*B(I9)+B(I
19)**2)/(B(I10)+B(I9))))/36.
30      CONTINUE
         XIC(KM)=XI7+XIO
         WS=XIC(KM)/YS(KM)
         WI=XIC(KM)/YI(KM)
```

```

I3=KM-1
31 WRITE(5,31) I3, S1, XIC(KM), YS(KM), YI(KM), WS, WI
   FORMAT(21X, I2, 15X, F6.3, 10X, F6.3, 7X, F4.2, 6X, F4.2, 5X
   1, F6.3, 7X, F6.3)
   RETURN
   END
   DIMENSION IT(10), XNOME(18), SIGI(40), SIGS(40)
   COMMON XS(40), CA(40), D(40), P(40), XMS(40), ISI, IFI, I
   1NA, H(12), B(13), E(12), S(12), M2(15), M3(15), M4(15), M
   15(15), U(40), V(40), UMS(40), XIC(40), YS(40), YI(40)
1   READ(2,1) (XNOME(I), I=1, 18)
   FORMAT(18A4)
150  WRITE(5,150) (XNOME(I), I=1, 18)
   FORMAT('1', 18A4)
2   READ(2,2) NTT
   FORMAT(I)
   WRITE(5,3) NTT
3   FORMAT(39X, '*** ESTRUTURA COMPOSTA DE ', I2, ' TRECH
   10S***', //)
7   READ(2,7) (IT(I), I=1, NTT)
   FORMAT(7I)
6   DO 6 I=1, NTT
5   WRITE(5,5) I, IT(I)
   FORMAT(44X, '*** O TRECHO ', I2, ' E DO TIPO ', I2, ' *
   1**')
   DO 10 II=1, NTT
   IKI=II1
   IC=IT(II1)
8   IF(IC-1) 70, 70, 8
11  IF(IC-2) 70, 9, 11
12  IF(IC-3) 9, 12, 12
   DO 41 J=1, 40
   XS(J)=0.
   XMS(J)=0.
   CA(J)=0.
   P(J)=0.
   UMS(J)=0.
   U(J)=0.
41  V(J)=0.
   D(J)=0.
45  READ(2,45) XL1, XL2, XL3, XL4, XL5
   FORMAT(7F)
42  READ(2,42) NE, ND
   FORMAT(7I)
   NE1=NE+ND+13
   WRITE(5,16) I
   WRITE(5,17)
   WRITE(5,18) XL1, XL3
   WRITE(5,19)
   WRITE(5,25) XL2
25  FORMAT(57X, F6.2, //)
   WRITE(5,100)
   WRITE(5,101) NE, ND

```



```
CALL EQU1(PE,XME)
READ(2,1001)I10
1001 FORMAT(I)
WRITE(5,4)
4 FORMAT(29X,'***IMPRESSAO DAS CARACTERISTICAS GEOME
1TRICAS DAS SECOES***',/)
WRITE(5,51)
51 FORMAT(15X,'NUMERO DA SECAO          AREA(M**2)      INE
1RCIA(M**4)      YS(M)      YI(M)      WS(M**3)      WI(M*
1*3)',/)
CALL LEIDA(I10,NE1)
XL=XL2
NT=NE
K=NE+1
CALL VIGA(XL,NT,K,R2,PT)
ISI=NE+2
IFI=ISI-1
II=NE+ND+11
INA=II
CA(II)=XL4
CALL PESO
ZM=P(II)*D(II)
ISI=NE+2+10
IFI=ISI+1
I2=II+1
INA=I2
CA(I2)=XL5
CALL PESO
ZM1=ZM-P(I2)*D(I2)
RR2=R2-(ZM1/XL2)+P(I2)
RR1=PT+P(II)+P(I2)-RR2
WRITE(5,403)
403 FORMAT(////,36X,'REACAO DE APOIO ANTES DA COLOCACA
10 DAS ADUELAS',/)
WRITE(5,404)RR1,RR2
404 FORMAT(39X,'A. ESQUERDA ',F5.1,' T      A DIREITA '
1,F5.1,' T',////)
WRITE(5,62)
62 FORMAT(24X,'ESFORCOS SOLICITANTES E TENSOES NORMAI
1S ANTES DO LANCAMENTO DAS ADUELAS ',////)
WRITE(5,48)
48 FORMAT(18X,'SECAO          MOMENTO FLETOR(T#N)      CORTAN
1TE(T)      SIGMA INF(T/N**2)      SIGMA SUP(T/N**2)',
1//)
NS=NE+2
XMS(NS)=-ZM
NS1=NS-1
V(NS)=-P(II)
CALL TENO(NS,SIGI,SIGS)
WRITE(5,49)NS1,XMS(NS),V(NS),SIGI(NS),SIGS(NS)
49 FORMAT(20X,I2,10X,F9.2,10X,F9.2,10X,F9.2,11X,F9.2)
CALL MOVI(NT,RR1,ZK,XL,II)
NS2=NE+2+10
XMS(NS2)=-P(I2)*D(I2)
```

```
NS3=NS2-1
V(NS2)=P(I2)
K=NE+ND
DO 410 I=1,K
411 READ(2,411)INA,ISI,IF1,IS,CA(INA)
    FORMAT(4I,F)
    I1=I-1
    IF(I1)4000,4000,4001
4000 XCOM=0.
    YL=0.
    XCOM1=0.
    CT=0.
    XCOM4=0.
    CT1=0.
    GO TO 4003
4001 IN=INA-NE-1
    IF(IN)4003,4002,4003
4002 XCOM=0.
    YL1=0.
    CT=0.
    XCOM5=0.
    CT2=0.
    XCOM2=0.
4003 CONTINUE
    WRITE(5,47)INA
47  FORMAT(///,31X,'ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A
    1COLOCACAO DA ADUELA ',I2,///)
    WRITE(5,48)
    ISI=ISI+1
    IFI=IF1+1
    CALL PESO
    IAUX=IS-1
412 IF(IAUX)412,412,413
    XL=XL4
    J=INA+1
    N1=NE+3
    XLA=XL2
    NTR=-1
    CALL ADES(XL,J,I,NT,XCOM,YL,IAUX,N1,XLA,RR1,NTR,XC
    1OM4,XCOM5,IS)
    J6=J+10
    DO 4004 J7=1,J6
    JB=IF1+J7
    J9=JB-1
4004 CALL TENO(JB,SIGI,SIGS)
    WRITE(5,49)J9,XMS(JB),U(JB),SIGI(JB),SIGS(JB)
    CALL ESEQ(XL,J,CT,I,PE,XME,N1,IS,IAUX,XL2,CT1,CT2,
    1NE,RR1,NTR)
    WRITE(5,48)
    DO 4006 J7=1,J6
    JB=IF1+J7
    KCON=JB-NE-12
    IF(KCON)501,500,501
500 UMS(JB)=XMS(JB)
```

```
501      U(J8)=V(J8)
        CONTINUE
        J9=J8-1
        CALL TENOR(J8,SIGI,SIGS)
4006     WRITE(5,49)J9,UMS(J8),U(J8),SIGI(J8),SIGS(J8)
        GO TO 4100
413      XL=XL5
        J=INA-NE+1
        N1=NE+10+1
        XLA=XL2
        NTR=-1
        CALL ADES(XL,J,I,NT,XCOM,YL,IAUX,N1,XLA,RR1,NTR,XC
        10M4,XCOM5,IS)
        J6=J+10
        DO 4005 J7=1,J6
        J8=NE+1+J7
        J9=J8-1
4005     CALL TENO(J8,SIGI,SIGS)
        WRITE(5,49)J9,XMS(J8),U(J8),SIGI(J8),SIGS(J8)
        CALL ESEQ(XL,J,CT,I,PE,XME,N1,IS,IAUX,XL2,CT1,CT2,
        1RE,RR1,NTR)
        J6=J+10
        WRITE(5,48)
        DO 4007 J7=1,J6
        J8=NE+1+J7
        J9=J8-1
        KCON=J8-NE-2
        IF(KCON)510,511,510
511      UMS(J8)=XMS(J8)
        U(J8)=V(J8)
510      CONTINUE
        CALL TENOR(J8,SIGI,SIGS)
4007     WRITE(5,49)J9,UMS(J8),U(J8),SIGI(J8),SIGS(J8)
4100     IF(IAUX)4101,4101,4102
4101     XCOM1=CA(INA)+YL
        YL=CA(INA)+YL
        XCOM4=XCOM1
        CT1=XCOM4
        GO TO 410
4102     XCOM2=CA(INA)+YL1
        YL1=CA(INA)+YL1
        XCOM5=XCOM2
        CT2=XCOM5
410      CONTINUE
        L1=NE+ND
        WRITE(5,602)
602      FORMAT(////,48X,'*** PESO DAS ADUELAS ***',//)
        WRITE(5,603)
603      FORMAT(46X,'NUMERO DA ADUELA      PESO(T)',//)
        DO 600 L=1,L1
600      WRITE(5,601)L,P(L)
601      FORMAT(53X,I2,12X,F6.2)
        I=IKI
        GO TO 21
```

```
9      DO 50 J=1,40
      XS(J)=0.
      XMS(J)=0.
      CA(J)=0.
      P(J)=0.
      D(J)=0.
      UMS(J)=0.
      V(J)=0.
50     U(J)=0.
      READ(2,45)XL1,XL2,XL3
      READ(2,42)N
      WRITE(5,16)I
      WRITE(5,22)XL2,XL1
22     FORMAT(17X,'COMPRIMENTO TOTAL EM BALANCO ',F5.2,'M
1     1  COMPRIMENTO EXECUTADO SOBRE ESCORAMENTO ',F5.2
1, 'M',/)
      WRITE(5,23)XL3
23     FORMAT(26X,'COMPRIMENTO EXECUTADO SOBRE ESCORAMENT
10 DO LADO DO BALANCO ',F5.2,'M',/////)
      WRITE(5,100)
      WRITE(5,24)N
24     FORMAT(58X,I2,/////)
      CALL EQUI(PE,XME)
      NE1=10+N+2
      READ(2,42)I10
      WRITE(5,4)
      WRITE(5,51)
      CALL LEIDA(I10,NE1)
      XL=XL1
      K=0.
      CALL VIGA(XL,NT,K,R2,PT)
      ISI=11
      IFI=12
      CA(11)=XL3
      INA=11
      CALL PESO
      XMS(11)=0.-P(11)*D(11)
      R1=PT-R2
      V(11)=-P(11)
      ZM=0.
      RR1=R1+XMS(11)/XL1
      RR2=R2-(XMS(11)/XL1)+P(11)
      WRITE(5,403)
      WRITE(5,404)RR1,RR2
      NT=-1
      II=13+N
      WRITE(5,62)
      WRITE(5,48)
      CALL MOVI(NT,RR1,ZM,XL,II)
      V(11)=V(11)+RR2
      K=N
      DO 65 I=1,K
      READ(2,411)INA,ISI,IFI,IS,CA(INA)
      I1=I-1
```

```
WRITE(5,47)INA
IF(I1)66,66,67
66 XCOM1=0.
XCOM=0.
CT=0.
YL=0.
CT1=0.
XCOM4=0.
XCOM5=0.
CT2=0.
67 WRITE(5,48)
ISI=ISI+1
IFI=IF1+1
CALL PESO
IAUX=1
XL=XL3
J=INA+1
N1=10
NTR=-1
XLA=XL1
NT=0.
XL2=XL1
CALL ADES(XL,J,I,NT,XCOM,YL,IAUX,N1,XLA,RR1,NTR,XC
1OM4,XCOM5,IS)
J6=J+10
DO 68 J7=1,J6
J9=J7-1
CALL TENO(J7,SIGI,SIGS)
68 WRITE(5,49)J9,XNS(J7),V(J7),SIGI(J7),SIGS(J7)
CALL ESEQ(XL,J,CT,I,PE,XME,N1,IS,IAUX,XL2,CT1,CT2,
1NE,RR1,NTR)
WRITE(5,48)
DO 69 J7=1,J6
J9=J7-1
CALL TENOR(J7,SIGI,SIGS)
69 WRITE(5,49)J9,UMS(J7),U(J7),SIGI(J7),SIGS(J7)
XCOM1=CA(INA)+YL
XCOM5=XCOM1
YL=CA(INA)+YL
CT2=XCOM5
65 CONTINUE
WRITE(5,602)
WRITE(5,603)
DO 610 L=1,N
610 WRITE(5,601)L,P(L)
I=IKI
GO TO 21
70 DO 320 J=1,40
XS(J)=0.
CA(J)=0.
UMS(J)=0.
V(J)=0.
U(J)=0.
P(J)=0.
```

```

320      D(J)=0.
        XMS(J)=0.
        WRITE(5,16)I
16      FORMAT('1',51X,'*** TRECHO ',I2,' ***',////)
        READ(2,45)XL1,XL2,XL3,XL4
        READ(2,42)NE,ND
        NE1=NE+ND+4
        WRITE(5,17)
17      FORMAT(46X,'COMPRIMENTO TOTAL EM BALANCO =',/)
        WRITE(5,18)XL1,XL2
18      FORMAT(44X,'ESQUERDA ',F5.2,'M  DIREITA ',F5.2,'M
1',////)
        WRITE(5,19)
19      FORMAT(41X,'COMPRIMENTO EXECUTADO SOBRE ESCORAMENT
10 ',////)
        WRITE(5,20)XL3,XL4
20      FORMAT(46X,'ESQUERDA ',F5.2,'M  DIREITA ',F5.2,'M
1',/)
        WRITE(5,100)
100     FORMAT(52X,'NUMERO DE ADUELAS',/)
        WRITE(5,101)NE,ND
101     FORMAT(47X,' A ESQUERDA ',I2,' A DIREITA ',I2,////
1)
        READ(2,1001)I10
        CALL EQUI(PE,XME)
        WRITE(5,4)
        WRITE(5,51)
        CALL LEIDA(I10,NE1)
        ISI=NE+2
        IF1=ISI-1
        INA=9
        CA(INA)=XL3
        CALL PESO
        XMS(ISI)=0.-P(INA)*D(INA)
        V(ISI)=-P(INA)
        WRITE(5,62)
        WRITE(5,48)
        CALL TENO(ISI,SIG1,SIGS)
        WRITE(5,49)IF1,XMS(ISI),V(ISI),SIG1(ISI),SIGS(ISI)
        ISI=NE+3
        IF1=ISI+1
        INA=10
        CA(INA)=XL4
        CALL PESO
        XMS(ISI)=0.-P(INA)*D(INA)
        V(ISI)=P(INA)
        ISI=ISI-1
        CALL TENO(ISI,SIG1,SIGS)
        WRITE(5,49)ISI,XMS(ISI),V(ISI),SIG1(ISI),SIGS(ISI)
        NTA=NE+ND
        DO 39 I=1,NTA
        READ(2,411)INA,ISI,IF1,IS,CA(INA)
        ISI=ISI+1
        IF1=IF1+1
```

```
CALL PES0
I1=I-1
IF (I1)30,30,31
30 XCOM1=0.
XCOM=0.
XCOM4=0.
CT=0.
YL=0.
CT1=0.
GO TO 33
31 IN=INA-NE-1
IF (IN)33,32,33
32 XCOM=0.
YL1=0.
CT2=0.
CT=0.
XCOM5=0.
33 CONTINUE
WRITE (5,47) INA
WRITE (5,48)
IAUX=IS-1
IF (IAUX)300,300,301
300 XL=XL3
J=INA+1
XLA=0.
N1=NE+3
NT=NE
NTR=1
RR1=0.
CALL ADES (XL, J, I, NT, XCOM, YL, IAUX, N1, XLA, RR1, NTR, XC
1OM4, XCOM5, IS)
J6=J
DO 330 J7=1, J
JB=IFI+J7
J9=JB-1
CALL TEN0 (JB, SIGI, SIGS)
330 WRITE (5,49) J9, XMS (JB), V (JB), SIGJ (JB), SIGS (JB)
CALL ESEQ (XL, J, CT, I, PE, XME, N1, IS, IAUX, XL2, CT1, CT2,
1NE, RR1, NTR)
WRITE (5,48)
DO 390 J7=1, J
JB=IFI+J7
J9=JB-1
CALL TEN0R (JB, SIGI, SIGS)
390 WRITE (5,49) J9, UMS (JB), U (JB), SIGI (JB), SIGS (JB)
XCOM1=CA (INA)+YL
YL=CA (INA)+YL
XCOM4=XCOM1
CT1=XCOM4
GO TO 39
301 XL=XL4
N1=NE+2
XLA=0.
NTR=1
```

```
J=INA-NE+1
NT=NE
CALL ADES(XL,J,I,NT,XCOM,YL,IAUX,N1,XLA,RR1,NTR,XC
10M4,XCOM5,IS)
DO 331 J7=1,J
JB=NE+2+J7
J9=JB-1
CALL TENO(JB,SIGI,SIGS)
331 WRITE(5,49)J9,XMS(JB),V(JB),SIGI(JB),SIGS(JB)
CALL ESEQ(XL,J,CT,I,PE,XME,N1,IS,IAUX,XL2,CT1,CT2,
1NE,RR1,NTR)
DO 333 J7=1,J
JB=NE+2+J7
J9=JB-1
CALL TENOR(JB,SIGI,SIGS)
333 WRITE(5,49)J9,UMS(JB),U(JB),SIGI(JB),SIGS(JB)
XCOM2=CA(INA)+YL1
YL1=CA(INA)+YL1
XCOM5=XCOM2
CT2=XCOM5
39 CONTINUE
I=IKI
WRITE(5,602)
WRITE(5,603)
L1=NE+ND
DO 620 L=1,L1
620 WRITE(5,604)L,P(L)
GO TO 21
21 CONTINUE
10 CONTINUE
CALL EXIT
END
```


ESTRUTURA OTIMIZADA

EXEMPLO NUMERICO DJSSENTACAO
*** ESTRUTURA COMPOSTA DE 1 TRECHOS***

*** O TRECHO 1 E DO TIPO 2 ***

*** TRECHO 1 ***

COMPRIMENTO TOTAL EM BALANÇO 38.00M COMPRIMENTO EXECUTADO SOBRE ESCORAMENTO 28.00M
COMPRIMENTO EXECUTADO SOBRE ESCORAMENTO DO LADO DO BALANÇO 6.00M

NUMERO DE ADUELAS

8

PESO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO MOMENTO FLETOR DEVIDO A EXCENTRICIDADE DO EQUIPAMENTO

10.0T

3.0TM

IMPRESSÃO DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS SEÇÕES

NUMERO DA SECAO	AREA(M**2)	INERCIA(M**4)	YS(M)	YI(M)	WS(M**3)	WI(M**3)
0	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
1	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
2	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
3	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
4	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
5	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
6	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
7	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
8	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
9	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
10	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
11	9.747	19.695	1.76	1.77	11.215	11.104
12	9.120	14.245	1.51	1.60	9.444	8.890
13	8.409	9.024	1.22	1.38	7.383	6.549
14	7.672	4.918	.93	1.12	5.283	4.395
15	7.335	4.472	.88	1.12	5.088	3.989
16	7.038	4.281	.85	1.15	5.041	3.710
17	6.741	4.050	.81	1.19	5.014	3.398
18	6.444	3.772	.76	1.24	4.936	3.053
19	6.153	3.472	.72	1.29	4.841	2.690

REACAO DE APOLO ANTES DA COLOCACAO DAS ADUELAS

A ESQUERDA 419.8 T A DIREITA 620.8 T

ESFORÇOS SOLICITANTES E TENSOES NORMAIS ANTES DO LANÇAMENTO DAS ADUELAS

SECAO	MOMENTO FLETOR (T*H)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
1	1055.21	332.45	-71.87	73.07
2	1861.71	245.05	-127.04	129.17
3	2425.51	157.66	-165.52	168.29
4	2744.60	70.26	-187.29	190.42
5	2818.99	-17.13	-192.37	195.59
6	2648.66	-104.53	-180.75	183.77
7	2233.64	-191.92	-152.43	154.97
8	1573.90	-279.32	-107.40	109.20
9	669.47	-366.71	-45.68	46.45
10	-479.66	-454.11	32.73	-33.28

ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 1

SECAO	MOMENTO FLETOR (T*M)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	977.95	305.57	-66.74	67.85
2	1711.20	218.18	-116.77	118.73
3	2199.74	130.78	-150.11	152.62
4	2443.57	43.39	-166.75	169.54
5	2442.70	-44.01	-166.69	169.48
6	2197.12	-131.40	-149.93	152.44
7	1706.84	-218.80	-116.48	118.42
8	971.85	-306.19	-66.32	67.43
9	-7.85	-393.59	0.54	-0.54
10	-1232.25	261.07	84.09	-85.50
11	-186.57	94.33	16.80	-16.64

ESFORÇOS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 1 MAIS A CONTRIBUICAO DO PESO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO

SECCAO	MOMENTO FLETOR (T*M)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	967.65	301.89	-66.03	67.14
2	1690.60	214.50	-115.37	117.30
3	2168.84	127.10	-148.00	150.48
4	2402.97	99.71	-163.94	166.68
5	2391.20	-47.69	-163.18	165.91
6	2135.32	-135.08	-145.72	148.15
7	1634.74	-222.48	-111.56	113.42
8	889.45	-309.87	-60.70	61.71
9	-100.55	-397.27	6.86	-6.98
10	-1335.25	271.07	91.12	-92.64
11	-229.57	104.33	20.68	-20.47

ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 2

SECAO	MOMENTO FLETOR (T*M)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	873.02	268.09	-59.58	60.57
2	1501.33	180.70	-102.45	104.16
3	1884.94	93.30	-128.63	130.78
4	2023.84	5.91	-138.11	140.42
5	1918.03	-81.49	-130.89	133.08
6	1567.52	-168.88	-106.97	108.74
7	972.30	-256.28	-66.35	67.46
8	132.38	-343.67	-9.03	9.18
9	-952.25	-431.07	64.98	-66.07
10	-2281.59	348.71	155.70	-158.30
11	-710.06	181.98	63.95	-63.32
12	-172.92	87.64	19.45	-18.31

ESFORÇOS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 2 MAIS A CONTRIBUICAO DO PESO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO

SECAO	MOMENTO FLETOR (T*MM)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/MM**2)	SIGMA SUP (T/MM**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	858.72	262.99	-58.60	59.58
2	1472.73	175.59	-100.50	102.18
3	1842.04	88.20	-125.70	127.80
4	1966.64	0.80	-134.20	136.45
5	1846.53	-86.59	-126.01	128.11
6	1481.72	-173.99	-101.11	102.80
7	872.20	-261.38	-59.52	60.51
8	17.98	-348.78	-1.23	1.25
9	-1080.95	-436.17	73.77	-75.00
10	-2424.59	358.71	165.46	-168.22
11	-793.06	191.98	71.42	-70.72
12	-215.92	97.64	24.29	-22.86

ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOCACAO DA ADELA 3

5

SECAO	MOMENTO FLETOR (T*M)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	744.62	222.24	-50.81	51.66
2	1244.53	134.84	-84.93	86.35
3	1499.74	47.45	-102.34	104.05
4	1510.24	-39.95	-103.06	104.78
5	1276.03	-127.34	-87.08	88.53
6	797.12	-214.74	-54.40	55.31
7	73.51	-302.13	-5.02	5.10
8	-894.82	-389.53	61.06	-62.08
9	-2107.85	-476.92	143.84	-146.25
10	-3565.58	429.12	243.32	-247.39
11	-1511.63	262.38	136.14	-134.79
12	-652.88	168.05	73.44	-69.13
13	-158.35	80.40	24.18	-21.45

ESFORÇOS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 3 MAIS A CONTRIBUICAO DO PESO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO

SECAO	MOMENTO FLETOR(T*M)	CORTANTE(T)	SIGMA INF(T/M**2)	SIGMA SUP(T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	726.32	215.70	-49.56	50.39
2	1207.93	128.31	-82.43	83.81
3	1444.84	40.91	-98.60	100.25
4	1437.04	-46.48	-98.06	99.70
5	1184.53	-133.88	-80.83	82.18
6	687.32	-221.27	-46.90	47.69
7	-54.59	-308.67	3.73	-3.79
8	-1041.22	-396.06	71.05	-72.24
9	-2272.55	-483.46	155.08	-157.67
10	-3748.58	49.12	255.81	-260.08
11	-1634.63	272.38	147.22	-145.76
12	-735.88	178.05	82.78	-77.92
13	-201.35	90.40	30.74	-27.27

ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 4

SECAO	MOMENTO FLETOR (T*M)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	594.67	168.68	-40.58	41.26
2	944.62	81.29	-64.46	65.54
3	1049.88	-6.11	-71.64	72.84
4	910.42	-93.50	-62.13	63.17
5	526.27	-180.90	-35.91	36.51
6	-102.60	-268.29	7.00	-7.12
7	-976.17	-355.69	66.61	-67.73
8	-2094.45	-443.08	142.93	-145.32
9	-3457.43	-530.48	235.94	-239.88
10	-5065.12	504.15	345.65	-351.43
11	-2560.97	337.41	230.64	-228.36
12	-1402.08	243.08	157.72	-148.46
13	-607.42	155.44	92.74	-82.27
14	-148.94	75.03	33.69	-28.19

ESFORÇOS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 4 MAIS A CONTRIBUICAO DO PISO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO

SECAO	MOMENTO FLETOR(T*MM)	CORTANTE(T)	SIGMA INF(T/MM**2)	SIGMA SUP(T/MM**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	572.37	160.72	-39.06	39.71
2	900.02	73.32	-61.42	62.45
3	982.98	-14.07	-67.08	68.20
4	821.22	-101.47	-56.04	56.98
5	414.77	-188.86	-28.30	28.78
6	-236.40	-276.26	16.13	-16.40
7	-1132.27	-363.65	77.27	-78.56
8	-2272.85	-451.05	155.10	-157.69
9	-3658.13	-538.44	249.63	-253.81
10	-5288.12	514.15	360.87	-366.90
11	-2723.97	347.41	245.32	-242.90
12	-1525.08	253.08	171.56	-161.49
13	-690.42	165.44	105.42	-93.52
14	-191.94	85.03	43.67	-36.33

ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 5

SECCAO	MOMENTO FLETOR (T*H)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	422.29	107.12	-28.82	29.30
2	599.88	19.73	-40.94	41.62
3	532.76	-67.67	-36.36	36.96
4	220.94	-155.06	-15.08	15.33
5	-335.60	-242.46	22.90	-23.28
6	-1136.83	-329.85	77.58	-78.88
7	-2182.78	-417.25	148.95	-151.44
8	-3473.42	-504.64	237.03	-240.99
9	-5008.78	-592.04	341.80	-347.52
10	-6788.84	576.01	463.28	-471.02
11	-8853.52	409.27	347.05	-343.62
12	-2407.18	314.94	270.78	-254.89
13	-1325.06	227.30	202.32	-179.48
14	-579.13	146.90	131.77	-109.63
15	-142.74	71.86	35.78	-28.05

ESFORÇOS APÓS A COLOCAÇÃO DA ADUELA 5 MAIS A CONTRIBUIÇÃO DO PESO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO

SEÇÃO	MOMENTO FLETOR (T*M)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/MM ²)	SIGMA SUP (T/MM ²)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	395.99	97.73	-27.02	27.47
2	547.28	10.33	-37.35	37.97
3	453.86	-77.06	-30.97	31.49
4	115.74	-164.46	-7.90	8.03
5	-467.10	-251.85	31.87	-32.41
6	-1294.63	-339.29	88.35	-89.82
7	-2366.88	-426.64	161.52	-164.22
8	-3683.82	-514.04	251.39	-255.59
9	-5245.48	-601.43	357.96	-363.94
10	-7051.84	586.01	481.22	-489.27
11	-4056.52	419.27	365.33	-361.72
12	-2570.18	324.94	289.12	-272.15
13	-1448.06	237.30	221.10	-196.14
14	-662.13	156.90	150.66	-125.34
15	-185.74	81.86	46.56	-36.51

ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 6

SECAO	MOMENTO FLETOR (T*M)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	229.49	38.26	-15.66	15.92
2	214.28	-49.13	-14.62	14.87
3	-45.64	-136.53	3.11	-3.17
4	-550.27	-223.92	37.55	-38.18
5	-1299.60	-311.32	88.69	-90.17
6	-2293.64	-398.71	156.52	-159.14
7	-3532.39	-486.11	241.05	-245.08
8	-5015.84	-573.50	342.28	-348.01
9	-6743.99	-660.90	460.22	-467.91
10	-8716.85	644.91	594.85	-604.79
11	-9368.17	478.17	483.46	-478.68
12	-9646.26	383.83	410.17	-386.09
13	-2288.58	296.19	349.43	-309.99
14	-1267.07	215.79	288.30	-239.85
15	-555.10	140.76	139.15	-109.11
16	-136.80	68.89	36.88	-27.03

ESFORÇOS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 6 MAIS A CONTRIBUICAO DO PESO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO

SECAO	MOMENTO FLETOR (T*M)	CORTANTE(T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	199.19	27.44	-13.59	13.82
2	153.68	-59.95	-10.49	10.66
3	-136.54	-147.35	9.32	-9.47
4	-671.47	-234.74	45.82	-46.59
5	-1451.10	-322.14	99.02	-100.68
6	-2475.44	-409.53	168.93	-171.75
7	-3744.49	-496.93	255.53	-259.80
8	-5258.24	-584.32	358.83	-364.82
9	-7016.69	-671.72	478.82	-486.83
10	-9019.85	654.91	615.52	-625.81
11	-5611.17	488.17	505.35	-500.35
12	-3849.26	393.83	433.00	-407.59
13	-2451.58	306.19	374.32	-332.06
14	-1390.07	225.79	316.29	-263.14
15	-638.10	150.76	159.95	-125.42
16	-179.80	78.89	48.47	-35.52

ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 7

SECAO	MOMENTO FLETOR (T*M)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	18.64	-57.04	-1.27	1.29
2	-207.43	-124.44	14.16	-14.39
3	-678.21	-211.83	46.28	-47.06
4	-1393.69	-299.23	95.11	-96.70
5	-2353.88	-386.62	160.63	-163.32
6	-3558.77	-474.02	242.85	-246.91
7	-5008.37	-561.41	341.78	-347.49
8	-6702.67	-648.81	457.40	-465.04
9	-8641.68	-736.20	589.72	-599.57
10	-10825.40	-710.83	738.73	-751.08
11	-7081.18	544.09	637.74	-631.43
12	-5095.58	449.76	573.20	-539.95
13	-3474.20	362.12	530.46	-470.58
14	-2189.00	281.71	498.07	-414.37
15	-1213.34	206.68	304.15	-238.48
16	-531.34	134.82	143.23	-104.98
17	-130.86	65.92	38.51	-26.10

ESFORÇOS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 7 MAIS A CONTRIBUICAO DO PESO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO

SECAO	MOMENTO FLETOR (T*MO)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	-15.66	-49.29	1.07	-1.09
2	-276.03	-136.69	18.84	-19.15
3	-781.11	-224.08	53.30	-54.19
4	-1530.89	-311.48	104.47	-106.22
5	-2525.38	-398.87	172.33	-175.21
6	-3764.57	-486.27	256.90	-261.19
7	-5248.47	-573.66	358.16	-364.15
8	-6977.07	-661.06	476.12	-484.08
9	-8950.38	-748.45	610.78	-620.99
10	-11168.40	-720.83	762.14	-774.88
11	-7364.18	554.09	663.22	-656.66
12	-5338.58	459.76	600.54	-565.28
13	-3677.20	372.12	561.46	-498.07
14	-2352.00	291.71	535.16	-445.23
15	-1336.34	216.68	334.98	-262.66
16	-614.34	144.82	165.61	-121.38
17	-173.86	75.92	51.17	-34.68

ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 8

SECAO	MOMENTO FLETOR(T*M)	CORTANTE(T)	SIGMA INF(T/M**2)	SIGMA SUP(T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	-208.01	-117.99	14.19	-14.43
2	-660.73	-205.38	45.09	-45.84
3	-1358.15	-292.78	92.68	-94.23
4	-2300.28	-380.17	136.97	-139.60
5	-3487.12	-467.57	232.94	-241.94
6	-4918.66	-554.96	335.65	-341.26
7	-6594.91	-642.36	450.04	-457.56
8	-8515.87	-729.75	581.13	-590.84
9	-10681.53	-817.15	728.92	-741.10
10	-13091.89	-773.81	893.40	-908.34
11	-8969.76	607.08	607.83	-799.83
12	-6732.22	512.74	757.31	-712.85
13	-4858.90	425.10	741.89	-658.13
14	-3321.76	344.70	755.81	-628.80
15	-2094.17	269.66	524.94	-411.61
16	-1160.23	197.80	312.76	-229.23
17	-507.80	128.91	149.46	-101.28
18	-125.00	62.99	40.95	-29.33

ESFORÇOS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 8 MAIS A CONTRIBUICAO DO PESO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO

SECCAO	MOMENTO FLETOR (T*M)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	-246.31	-131.67	16.81	-17.09
2	-737.33	-219.06	50.32	-51.16
3	-1473.05	-306.46	100.52	-102.20
4	-2453.48	-393.85	167.43	-170.23
5	-3678.62	-481.25	251.03	-255.23
6	-5148.46	-568.64	351.34	-357.21
7	-6863.01	-656.04	468.34	-476.17
8	-8822.27	-743.43	602.04	-612.10
9	-11026.23	-830.83	752.44	-765.02
10	-13474.89	-783.81	919.54	-934.91
11	-9292.76	617.08	836.51	-828.63
12	-7015.22	522.74	789.14	-742.82
13	-5101.90	435.10	778.99	-691.05
14	-3524.76	354.70	802.00	-667.23
15	-2257.17	279.66	565.80	-443.65
16	-1283.23	207.80	345.92	-253.53
17	-590.80	138.91	173.89	-117.84
18	-168.00	72.99	55.03	-34.04

*** PESO DAS ADUELAS ***

NUMERO DA ADUELA	PESO(T)
1	94.33
2	87.64
3	80.40
4	75.03
5	71.86
6	68.89
7	65.92
8	62.99

ESTRUTURA ORIGINAL

EXEMPLO NUMERICO OJSSERTACAO
*** ESTRUTURA COMPOSTA DE 1 TRECHOS***

*** O TRECHO 1 E DO TIPO 2 ***
*** TRECHO 1 ***

COMPRIMENTO TOTAL EM BALANCO 38.00M COMPRIMENTO EXECUTADO SOBRE ESCORAMENTO 28.00M
COMPRIMENTO EXECUTADO SOBRE ESCORAMENTO DO LADO DO BALANCO 6.00M

NUMERO DE ADUELAS

TIPO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO MOMENTO FLETOR DEVIDO A EXCENTRICIDADE DO EQUIPAMENTO

10.0T

3.0TM

IMPRESSAO DAS CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DAS SECOES

NUNERO DA SECAO	AREA(M**2)	INERTIA(M**4)	YS(M)	YI(K)	WS(M**3)	WI(M**3)
0	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
1	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
2	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
3	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
4	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
5	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
6	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
7	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
8	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
9	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
10	12.485	29.065	2.02	1.98	14.413	14.654
11	9.799	20.497	1.79	1.80	11.471	11.367
12	9.276	16.458	1.61	1.70	10.250	9.680
13	8.755	13.038	1.43	1.60	9.105	8.143
14	8.255	10.250	1.27	1.51	8.063	6.799
15	7.773	8.021	1.12	1.42	7.131	5.636
16	7.315	6.294	.99	1.35	6.328	4.654
17	6.888	5.005	.88	1.30	5.670	3.846
18	6.498	4.088	.79	1.28	5.172	3.200
19	6.153	3.472	.72	1.29	4.841	2.690

REACAO DE APOIO ANTES DA COLOCACAO DAS ADUELAS

A ESQUERDA 419.8 T A DIREITA 621.3 T

ESFORÇOS SOLICITANTES E TENSOES NORMAIS ANTES DO LANCAMENTO DAS ADUELAS

SECAO	MOMENTO FLETOR(T*M)	CORTANTE(T)	SIGMA INF(T/M**2)	SIGMA SUP(T/M**2)
1	1093.07	392.40	-71.86	73.06
2	1861.42	245.00	-127.03	129.15
3	2425.08	157.61	-165.49	168.26
4	2744.02	70.21	-187.25	190.38
5	2818.27	-17.18	-192.32	195.54
6	2647.80	-104.58	-180.69	183.71
7	2232.63	-191.97	-152.36	154.90
8	1572.75	-279.37	-107.33	109.12
9	668.17	-366.76	-45.60	46.36
10	-481.12	-454.16	32.83	-33.38

ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 1

SECAO	MOMENTO FLETOR (T*M)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	976.96	305.22	-66.67	67.78
2	1709.21	217.82	-116.64	118.59
3	2196.75	130.43	-149.91	152.41
4	2439.59	43.03	-166.48	169.26
5	2437.72	-44.36	-166.35	169.13
6	2191.15	-131.76	-149.53	152.03
7	1699.87	-219.15	-116.00	117.94
8	963.88	-306.55	-65.78	64.88
9	-16.81	-393.94	1.15	-1.17
10	-1242.21	262.45	84.77	-86.19
11	-188.97	95.35	16.62	-16.47

ESFORÇOS APÓS A COLOCAÇÃO DA ADUELA 1 MAIS A CONTRIBUIÇÃO DO PESO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO

SEÇÃO	MOMENTO FLETOR(T*M)	CORTANTE(T)	SIGMA INF(T/M**2)	SIGMA SUP(T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	946.66	301.54	-65.97	67.07
2	1688.61	214.14	-115.23	117.16
3	2165.85	126.75	-147.80	150.27
4	2398.39	39.35	-163.67	166.40
5	2386.22	-48.04	-162.84	165.56
6	2129.35	-135.44	-145.31	147.74
7	1627.77	-222.83	-111.08	112.94
8	681.48	-310.23	-60.15	61.16
9	-109.51	-397.62	7.47	-7.60
10	-1345.21	272.45	51.80	-53.33
11	-231.97	105.35	20.41	-20.22

ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 2

SECAO	MOMENTO FLETOR(T*M)	CORTANTE(T)	SIGMA INF(T/M**2)	SIGMA SUP(T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	868.94	266.64	-59.30	60.29
2	1493.18	179.24	-101.90	103.60
3	1872.71	91.85	-127.80	129.93
4	2007.54	4.45	-137.00	139.29
5	1897.66	-82.94	-129.50	131.66
6	1543.07	-170.34	-105.30	107.06
7	943.78	-257.79	-64.40	65.48
8	99.78	-345.13	-6.81	6.92
9	-968.92	-432.52	67.48	-68.61
10	-2322.33	352.61	158.48	-161.13
11	-728.17	185.51	64.06	-63.48
12	-178.57	90.15	18.45	-17.42

SECAO	MOMENTO FLETOR(T#K)	CORTANTE(T)	SIGMA INF(T/M**2)	SIGMA SUP(T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	854.64	261.53	-58.32	59.30
2	1464.58	174.14	-99.94	101.61
3	1829.81	86.74	-124.87	126.96
4	1950.34	-0.65	-133.09	135.32
5	1826.16	-88.05	-124.62	126.70
6	1457.27	-175.44	-99.45	101.11
7	843.68	-262.84	-57.57	58.54
8	-14.62	-350.23	1.00	-1.01
9	-1117.62	-437.63	76.27	-77.54
10	-2465.33	362.61	168.24	-171.05
11	-811.17	195.51	71.36	-70.71
12	-221.57	100.15	22.89	-21.62

ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 3

SECAO	MOMENTO FLETOR(T*N)	CORTANTE(T)	SIGMA INF(T/M**2)	SIGMA SUP(T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	733.03	218.10	-50.02	50.86
2	1221.35	130.70	-63.35	64.74
3	1464.97	43.31	-99.97	101.64
4	1463.88	-44.09	-99.90	101.57
5	1218.09	-131.48	-63.12	64.51
6	727.59	-218.83	-49.65	50.48
7	-7.62	-306.27	0.52	-0.53
8	-987.53	-393.67	67.39	-68.52
9	-2212.15	-481.06	150.96	-153.48
10	-3681.48	437.66	251.23	-255.43
11	-1577.01	270.56	198.73	-197.48
12	-687.21	175.21	70.99	-67.04
13	-168.43	85.05	20.68	-18.50

ESFORÇOS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 3 MAIS A CONTRIBUICAO DO PESO DO EQUIPAMENTO DE LANCAMENTO

SECAO	MOMENTO FLETOR (T*M)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	714.73	211.56	-48.77	49.59
2	1184.75	124.17	-80.85	82.20
3	1410.07	36.77	-96.22	97.83
4	1390.68	-50.62	-94.90	96.49
5	1126.59	-138.02	-76.88	78.16
6	617.79	-225.41	-42.16	42.86
7	-135.72	-312.81	9.26	-9.42
8	-1133.93	-400.20	77.38	-78.67
9	-2376.65	-487.60	162.20	-164.91
10	-3864.48	447.66	263.72	-268.12
11	-1700.01	280.56	149.55	-148.20
12	-770.21	185.21	79.57	-75.14
13	-211.43	95.05	25.96	-23.22

ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 4

SECCAO	NOMENTO FLETOR (T*M)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	572.91	160.91	-39.10	39.75
2	901.11	73.52	-61.49	62.52
3	984.61	-13.88	-67.19	68.31
4	823.40	-101.27	-56.19	57.13
5	417.48	-188.67	-28.49	28.97
6	-233.14	-276.06	19.91	-16.18
7	-1128.47	-363.46	77.01	-78.30
8	-2268.51	-450.85	154.80	-157.39
9	-3653.25	-538.25	249.30	-253.47
10	-5282.69	517.80	360.50	-366.52
11	-2697.38	350.70	237.29	-235.15
12	-1487.02	253.35	153.62	-145.07
13	-647.67	165.19	79.54	-71.13
14	-158.68	60.14	23.34	-19.68

ESFORÇOS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 4 MAIS A CONTRIBUICAO DO PESO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO

SECAO	MOMENTO FLETOR (T*MM)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/MM ²)	SIGMA SUP (T/MM ²)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	550.61	152.95	-37.57	38.20
2	856.51	65.55	-58.45	59.43
3	917.71	-21.84	-62.62	63.67
4	734.20	-109.24	-50.10	50.94
5	305.98	-196.63	-20.88	21.23
6	-366.94	-284.03	25.04	-25.46
7	-1284.57	-371.42	87.66	-89.13
8	-2446.91	-458.82	166.98	-169.77
9	-3853.95	-546.21	263.00	-267.39
10	-5505.69	527.80	375.71	-381.99
11	-2860.38	360.70	251.63	-249.36
12	-1610.02	265.35	166.32	-157.07
13	-730.67	175.19	89.73	-80.25
14	-201.68	90.14	29.66	-25.01

ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 5

SECCAO	MOMENTO FLETOR(TRM)	CORTANTE(T)	SIGMA INF(T/MM#2)	SIGMA SUP(T/MM#2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	392.00	96.30	-26.75	27.20
2	539.29	8.91	-36.80	37.42
3	441.87	-78.49	-30.15	30.66
4	99.75	-165.88	-6.81	6.92
5	-487.07	-253.28	33.24	-33.79
6	-1318.61	-340.67	89.98	-91.49
7	-2394.85	-428.07	163.43	-166.16
8	-3715.79	-515.46	253.57	-257.81
9	-5281.44	-602.86	360.41	-366.43
10	-7091.80	593.24	483.95	-492.04
11	-4053.83	426.14	356.62	-353.40
12	-2541.69	330.79	262.57	-247.97
13	-1400.58	240.64	172.00	-153.82
14	-609.81	155.58	89.70	-75.63
15	-149.36	75.44	26.50	-20.94

ESFORÇOS APOS A COLOCACAO DA ADELA 5 MAIS A CONTRIBUICAO DO PESO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO

SECAO	MOMENTO FLETOR (T*M)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	365.70	86.91	-24.96	25.37
2	486.69	-0.49	-33.21	33.77
3	362.97	-87.88	-24.77	25.18
4	-5.45	-175.28	0.37	-0.38
5	-618.57	-262.67	42.21	-42.92
6	-1476.41	-350.07	100.75	-102.44
7	-2578.95	-437.46	175.99	-178.93
8	-3926.19	-524.86	267.93	-272.40
9	-5518.14	-612.25	376.56	-382.86
10	-7354.80	603.24	501.90	-510.29
11	-4256.83	436.14	374.48	-371.09
12	-2704.69	340.79	279.41	-263.87
13	-1523.58	250.64	187.10	-167.33
14	-692.81	165.58	101.90	-85.92
15	-192.36	85.44	34.13	-26.97

ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 6

SECAO	MOMENTO FLETOR(T*M)	CORTANTE(T)	SIGMA INF(T/M**2)	SIGMA SUP(T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	193.29	25.34	-13.19	13.41
2	141.68	-62.06	-9.68	9.84
3	-154.24	-149.45	10.53	-10.70
4	-695.07	-236.85	47.43	-48.22
5	-1480.60	-324.24	101.04	-102.73
6	-2510.84	-411.64	171.34	-174.21
7	-3785.78	-499.03	258.34	-262.66
8	-5305.43	-586.43	362.05	-368.10
9	-7069.79	-673.82	482.45	-490.51
10	-9078.85	664.26	619.55	-629.90
11	-5614.78	497.16	493.94	-489.48
12	-3918.57	401.81	394.48	-372.54
13	-2393.39	311.65	293.92	-262.85
14	-1318.55	226.60	193.94	-163.53
15	-574.04	146.46	101.86	-80.49
16	-140.61	71.02	30.21	-22.22

ESFORÇOS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 6 MAIS A CONTRIBUICAO DO PESO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO

SECAO	MOMENTO FLETOR(T*M)	CORTANTE(T)	SIGMA INF(T/M**2)	SIGMA SUP(T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	162.99	14.51	-11.12	11.31
2	81.28	-72.88	-5.55	5.64
3	-245.14	-160.28	16.73	-17.01
4	-816.27	-247.67	55.70	-56.63
5	-1632.10	-335.07	111.38	-113.24
6	-2692.64	-422.46	183.75	-186.82
7	-3997.88	-509.86	272.82	-277.38
8	-5547.83	-597.25	378.59	-384.92
9	-7342.49	-684.65	501.06	-509.43
10	-9381.85	674.26	640.23	-650.93
11	-5857.78	507.16	515.31	-510.66
12	-4021.57	411.81	415.45	-392.34
13	-2556.39	321.65	313.93	-280.75
14	-1441.55	236.60	212.04	-178.79
15	-657.04	156.46	116.59	-92.13
16	-183.61	81.02	39.45	-29.02



ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 7

SECAO	MOMENTO FLETOR (T*M)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	-20.76	-51.11	1.42	-1.44
2	-286.22	-138.51	19.53	-19.86
3	-796.39	-225.90	54.35	-55.25
4	-1551.26	-313.30	105.86	-107.63
5	-2550.85	-400.69	174.07	-176.98
6	-3795.13	-488.09	256.98	-263.31
7	-5284.13	-575.48	360.59	-366.62
8	-7017.83	-662.88	478.90	-486.91
9	-8996.23	-750.27	613.91	-624.17
10	-11219.34	-731.19	765.62	-778.41
11	-7353.68	564.09	646.91	-641.07
12	-5289.76	468.74	546.46	-516.07
13	-3596.85	378.58	441.71	-395.02
14	-2254.29	293.53	331.58	-279.58
15	-1242.05	213.39	220.39	-174.17
16	-540.90	137.95	116.23	-85.48
17	-132.56	66.93	34.46	-23.38

ESFORÇOS APOS A COLOCACAO DA ROUELA 7 MAIS A CONTRIBUICAO DO PESO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO

SECAO	MOMENTO FLETOR (T*RM)	CORTANTE (T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	-55.06	-63.36	3.76	-3.82
2	-354.82	-150.76	24.21	-24.62
3	-899.29	-238.15	61.37	-62.39
4	-1688.46	-325.55	115.22	-117.15
5	-2722.35	-412.94	185.78	-188.88
6	-4000.93	-500.34	273.03	-277.59
7	-5524.23	-587.73	376.98	-383.28
8	-7292.23	-675.13	497.63	-505.95
9	-9304.93	-762.52	634.98	-645.59
10	-11562.34	741.19	789.02	-802.21
11	-7636.68	574.09	671.81	-665.74
12	-5532.76	478.74	571.56	-539.77
13	-3799.85	388.58	466.63	-417.32
14	-2417.29	303.53	355.55	-299.80
15	-1365.05	223.39	242.22	-191.41
16	-623.90	147.95	134.06	-98.59
17	-175.56	76.93	45.64	-30.96

ESFORÇOS E TENSOES NORMAIS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 8

SECAO	MOMENTO FLETOR(T*M)	CORTANTE(T)	SIGMA INF(Y/M**2)	SIGMA SUP(Y/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	-248.37	-132.40	16.95	-17.23
2	-741.44	-219.80	50.60	-51.44
3	-1479.22	-307.19	100.94	-102.63
4	-2461.71	-394.59	167.99	-170.80
5	-3688.90	-481.98	251.73	-255.94
6	-5160.79	-569.38	352.18	-358.06
7	-6877.40	-656.77	469.32	-477.16
8	-8838.71	-744.17	603.16	-613.24
9	-11044.72	-831.56	753.70	-766.30
10	-13495.44	-794.45	920.94	-936.33
11	-9250.24	627.35	813.75	-806.40
12	-6933.29	531.99	716.24	-676.41
13	-4987.35	441.84	612.46	-547.73
14	-3391.76	356.79	498.89	-420.66
15	-2126.50	276.65	377.33	-298.19
16	-1172.32	201.21	251.91	-185.26
17	-510.95	130.19	132.84	-90.12
18	-125.36	63.26	39.18	-24.24

ESFORÇOS APOS A COLOCACAO DA ADUELA 8 MAIS A CONTRIBUICAO DO PESO DO EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO

SECAO	MOMENTO FLETOR(T*M)	CORTANTE(T)	SIGMA INF (T/M**2)	SIGMA SUP (T/M**2)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	-286.67	-146.08	19.56	-19.89
2	-618.04	-233.47	55.82	-56.76
3	-1574.12	-320.87	108.78	-110.60
4	-2614.91	-408.26	178.44	-181.43
5	-3880.40	-495.66	264.80	-269.23
6	-5390.59	-583.05	367.86	-374.01
7	-7145.50	-670.45	487.61	-495.77
8	-9145.11	-757.84	624.07	-634.50
9	-11389.42	-845.24	777.22	-790.22
10	-13878.44	804.45	947.08	-962.91
11	-16573.24	637.35	842.17	-834.56
12	-17216.29	541.99	745.48	-704.02
13	-15230.35	451.84	642.31	-574.42
14	-13594.76	366.79	528.75	-445.83
15	-12289.50	286.65	406.25	-321.04
16	-1295.32	211.21	278.34	-204.69
17	-593.95	140.19	154.41	-104.76
18	-168.36	73.26	52.62	-32.95

*** PESO DAS ADUELAS ***

NUMERO DA ADUELA	PESO(T)
1	95.35
2	90.15
3	85.05
4	80.14
5	75.44
6	71.02
7	66.93
8	63.26

A N E X O II

TENSÃO NOS CABOS DE PROTENSÃO
CONSIDERADAS AS PERDAS IMEDIATAS
DE ATRITO E DEFORMAÇÃO DA ANCORAGEM

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 1		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 885
1	14 101	12 984
2	14 002	13 083
3	13 904	13 181
4	13 808	13 277
5	13 651	13 434
6	13 035	13 035
7	12 554	12 554
8	12 358	12 358
9	11 748	11 748
10	11 748	11 748
11	14 200	9 883
CABO 3		
0	14 200	12 848
1	14 101	12 947
2	14 002	13 046
3	13 904	13 144
4	13 808	13 240
5	13 474	13 474
6	12 921	12 921
7	12 499	12 499
8	12 412	12 412
9	12 171	12 171
10	12 747	12 747
11	14 058	13 038
12	14 200	12 941

CABO 2		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 885
1	14 101	12 984
2	14 002	13 083
3	13 904	13 181
4	13 808	13 277
5	13 651	13 434
6	13 035	13 035
7	12 554	12 554
8	12 358	12 358
9	11 748	11 748
10	12 272	12 272
11	14 200	10 372
CABO 4		
0	14 200	12 885
1	14 101	12 984
2	14 002	13 083
3	13 904	13 181
4	13 808	13 277
5	13 651	13 434
6	13 035	13 035
7	12 554	12 554
8	12 358	12 358
9	12 239	12 239
10	12 819	12 480
11	14 200	11 099

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 5		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 858
1	14 101	12 957
2	14 002	13 056
3	13 904	13 154
4	13 808	13 250
5	13 533	13 525
6	12 921	12 921
7	12 499	12 499
8	12 977	12 977
9	12 277	12 277
10	12 692	12 692
11	13 517	12 172
12	14 200	11 489

CABO 6		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 858
1	14 101	12 957
2	14 002	13 056
3	13 904	13 154
4	13 808	13 250
5	13 538	13 525
6	12 921	12 921
7	12 499	12 499
8	12 198	12 198
9	12 369	12 369
10	12 787	12 787
11	13 266	13 110
12	14 059	12 317
13	14 200	12 176

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 7		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 871
1	14 101	12 970
2	14 002	13 069
3	13 904	13 167
4	13 808	13 263
5	13 592	13 479
6	12 982	12 982
7	12 609	12 609
8	12 299	12 990
9	12 714	12 714
10	13 029	12 595
11	13 225	12 399
12	14 200	11 424

CABO 8		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 871
1	14 101	12 970
2	14 002	13 069
3	13 904	13 167
4	13 808	13 263
5	13 592	13 479
6	12 982	12 982
7	12 609	12 609
8	12 251	12 251
9	12 262	12 262
10	12 629	12 629
11	12 755	12 755
12	13 458	12 052
13	14 200	11 310

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 9		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12848
1	14 101	12947
2	14 002	13 046
3	13 904	13 240
4	13 808	13 808
5	13 474	13 474
6	12 977	12 977
7	12 664	12 664
8	12 251	12 251
9	12 626	12 626
10	12 715	12 715
11	12 907	12 907
12	13 441	13 048
13	14 058	12 431
14	14 200	12 289

CABO 10		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 805
1	14 101	12 904
2	14 002	13 003
3	13 904	13 101
4	13 808	13 197
5	13 474	13 474
6	12 997	12 997
7	12 664	12 664
8	12 445	12 445
9	13 034	13 034
10	13 126	13 086
11	13 324	12 888
12	13 695	12 517
13	14 200	12 012

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 11		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 840
1	14 101	12 939
2	14 002	13 038
3	13 904	13 136
4	13 808	13 232
5	13 415	13 415
6	12 977	12 977
7	12 775	12 775
8	12 358	12 358
9	12 516	12 516
10	12 604	12 604
11	12 795	12 795
12	12 923	12 908
13	13 695	12 136
14	14 200	11 631

CABO 12		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 840
1	14 101	12 939
2	14 002	13 038
3	13 904	13 136
4	13 808	13 232
5	13 415	13 415
6	12 977	12 977
7	12 775	12 775
8	12 358	12 358
9	12 500	12 500
10	12 588	12 588
11	12 778	12 778
12	12 907	12 907
13	13 559	13 011
14	14 058	12 512
15	14 200	12 370

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 13		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 840
1	14 101	12 939
2	14 002	13 038
3	13 904	13 136
4	13 808	13 232
5	13 415	13 415
6	13 034	13 034
7	12 719	12 719
8	12 927	12 927
9	13 018	13 018
10	13 109	13 109
11	13 307	12 987
12	13 441	12 853
13	13 576	12 718
14	14 200	12 094

CABO 14		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 840
1	14 101	12 930
2	14 002	13 038
3	13 904	13 136
4	13 808	13 232
5	13 415	13 415
6	13 034	13 034
7	12 719	12 719
8	12 358	12 358
9	12 338	12 338
10	12 424	12 424
11	12 612	12 612
12	12 739	12 554
13	12 867	12 426
14	12 996	12 297
15	14 200	11 093

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 15		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 840
1	14 101	12 939
2	14 002	13 038
3	13 904	13 136
4	13 808	13 232
5	13 415	13 415
6	13 148	13 148
7	12 554	12 554
8	12 466	12 446
9	12 379	12 379
10	12 463	12 463
11	12 651	12 651
12	12 778	12 778
13	12 907	12 907
14	13 037	13 037
15	13 997	12 195
16	14 200	11 992

CABO 16		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 840
1	14 101	12 939
2	14 002	13 038
3	13 904	13 136
4	13 808	13 232
5	13 415	13 415
6	13 148	13 148
7	12 554	12 554
8	12 651	12 561
9	12 649	12 649
10	12 738	12 738
11	12 930	12 930
12	13 060	13 029
13	13 192	12 897
14	13 324	12 765
15	13 458	12 631
16	14 200	11 889

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 17		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 840
1	14 101	12 939
2	14 002	13 038
3	13 904	13 136
4	13 808	13 232
5	13 415	13 415
6	13 035	13 035
7	12 943	12 943
8	12 853	12 853
9	12 763	12 763
10	12 674	12 674
11	12 486	12 486
12	12 361	12 361
13	12 448	12 448
14	12 573	12 573
15	12 700	12 523
16	13 168	12 055
17	14 200	11 023

CABO 18		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 840
1	14 101	12 939
2	13 904	13 038
3	13 808	13 136
4	13 415	13 232
5	13 148	13 148
6	13 035	13 035
7	12 943	12 943
8	12 853	12 853
9	12 763	12 763
10	12 674	12 674
11	12 486	12 486
12	12 378	12 378
13	12 503	12 503
14	12 628	12 472
15	12 755	12 345
16	12 883	12 217
17	14 200	10 900

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 19		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
8	14200	11846
9	13499	12547
10	13404	12642
11	13205	12841
12	13073	12973
13	12943	12943
14	12814	12814
15	12687	12687
16	12755	12266
17	12883	12138
18	14200	10911

CABO 20		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
7	14200	11846
8	13498	12548
9	13404	12642
10	13311	12735
11	13113	12933
12	12982	12982
13	12931	12931
14	13061	13028
15	13191	12898
16	13324	12765
17	13458	12631
18	14200	11889

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 21		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 633
1	14 101	12 732
2	13 904	12 929
3	13 808	13 025
4	14 415	13 418
5	13 533	13 300
6	13 264	13 264
7	13 171	13 171
8	13 079	13 079
9	12 988	12 988
10	12 897	12 897
11	12 705	12 705
12	12 579	12 579
13	12 454	12 454
14	12 330	12 330
15	12 207	12 207
16	12 090	12 086
17	12 211	11 965
18	12 333	11 843
19	14 200	9 976

CABO 22		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
0	14 200	12 633
1	14 101	12 732
2	13 904	12 929
3	13 808	13 025
4	13 415	13 418
5	13 533	13 300
6	13 264	13 264
7	13 171	13 171
8	13 079	13 079
9	12 988	12 988
10	12 897	12 897
11	12 705	12 705
12	12 674	12 674
13	12 802	12 802
14	12 930	12 930
15	13 060	13 029
16	13 192	12 897
17	13 324	12 765
18	13 458	12 631
19	14 200	11 899

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 23/24/25/26		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm²)	ANCORAGEM (kgf/cm²)
8	12 733	12 705
9	12 823	12 795
10	12 913	12 875
11	13 108	13 080
12	13 240	13 212
13	13 373	13 345
14	13 507	13 479
15	13 643	13 466
16	13 780	13 329
17	13 919	13 190
18	14 059	13 050
19	14 200	12 909

CABO 27/28/29/30		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm²)	ANCORAGEM (kgf/cm²)
7	12 771	12 720
8	12 862	12 811
9	12 952	12 901
10	13 043	12 992
11	13 240	13 189
12	13 373	13 322
13	13 507	13 456
14	13 643	13 443
15	13 780	13 306
16	13 919	13 167
17	14 059	13 026
18	14 200	12 886

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 31/32/33/34		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm²)	ANCORAGEM (kgf/cm²)
6	12 900	12 763
7	12 900	12 853
8	12 991	12 944
9	13 082	13 035
10	13 174	13 127
11	13 373	13 326
12	13 507	13 460
13	13 643	13 447
14	13 780	13 310
15	13 919	13 171
16	14 059	13 031
17	14 200	12 890

CABO 35/36/37/38		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm²)	ANCORAGEM (kgf/cm²)
5	12 848	12 803
6	12 939	12 894
7	13 030	12 985
8	13 121	13 076
9	13 214	13 169
10	13 306	13 261
11	13 507	13 462
12	13 643	13 449
13	13 780	13 312
14	13 919	13 173
15	14 059	13 032
16	14 200	12 892

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 39/40		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm²)	ANCORAGEM (kgf/cm²)
4	12 889	12862
5	12 978	12953
6	13 069	13044
7	13 161	13163
8	13 253	13228
9	13 346	13321
10	13 440	13415
11	13 643	13469
12	13 780	12332
13	13 919	13193
14	14 054	13053
15	14 200	12912

CABO 41/42		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm²)	ANCORAGEM (kgf/cm²)
4	13016	12983
5	13108	13075
6	13200	13167
7	13293	13260
8	13386	13353
9	13480	13447
10	13575	13529
11	13780	13324
12	13919	13185
13	14059	13045
14	14200	12904

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 43/44		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
3	13 056	13026
4	13 148	13086
5	13 240	13 178
6	13 333	13271
7	13 427	13 397
8	13 521	13 491
9	13 616	13 491
10	13 712	13 395
11	13 919	13188
12	14 059	13048
13	14 200	12 907

CABO 45		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
2	13951	13 923
3	13 187	13 159
4	13 280	13 252
5	13 373	13 345
6	13 467	13 493
7	13 562	13 534
8	13 657	13 452
9	13 753	13 336
10	13 849	13 260
11	14 059	13 050
12	14 200	12 909

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 46		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
4	13280	13252
5	13373	13345
6	13467	13493
7	13562	13534
8	13657	13452
9	13753	13336
10	13849	13260
11	14059	13050
12	14200	12909

CABO 47/48		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
2	13226	13198
3	13320	13292
4	13413	13385
5	13507	13479
6	13602	13507
7	13698	13411
8	13794	13452
9	13753	13336
10	13849	13260
11	14059	13050
12	14200	12909

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 49		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
14	14 200	11527
15	13755	11972
16	12480	12480
17	12356	12356
18	12233	12233
19	12111	12111
20	12051	12051
CABO 51		
15	14 200	10469
16	12979	11690
17	12517	12152
18	12393	12276
19	12270	12270
20	12208	12208
CABO 53		
16	14 200	10644
17	13008	11836
18	12491	12353
19	12367	12367
20	12305	12305

CABO 50		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
14	14 200	11585
15	14143	11642
16	13288	12497
17	12430	12430
18	12307	12307
19	12184	12184
20	12123	12123
CABO 52		
15	14 200	11462
16	14171	11491
17	13431	12231
18	12455	12455
19	12331	12331
20	12270	12270
CABO 54		
17	14 200	11197
18	13458	11939
19	12480	12480
20	12418	12418

PERDA POR ATRITO — DEFORMAÇÃO POR ANCORAGEM

CABO 56/59/62		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
15	14 200	11 889
16	13 458	12 631
17	13 324	12 765
18	13 192	12 897
19	13 060	13 029
20	12 995	12 995
CABO 58/61/64		
17	14 200	13 629
18	13 458	12 887
19	13 324	12 753
20	13 258	12 687

CABO 57/60/63		
SEÇÃO	TENSÃO APÓS PERDA POR	
	ATRITO (kgf/cm ²)	ANCORAGEM (kgf/cm ²)
16	14 200	11 976
17	13 458	12 618
18	13 324	12 752
19	13 192	12 884
20	13 126	12 950
CABO 65/55		
14	14 200	11 889
15	13 458	12 631
16	13 324	12 765
17	13 192	12 897
18	13 060	13 029
19	12 930	12 930
20	12 866	12 866