

12-010

BIBLIOTECA  
Collegio Engenharia Ltda.  
Av. General Artur Cordeiro, 500  
Turis  
São Paulo (MA) 15 / 02 / 02

# CÁLCULO COMPLETO DE UMA VIGA ISOSTÁTICA PROTENDIDA

BIBLIOTECA  
Collegio Engenharia Ltda.  
Av. General Artur Cordeiro, 500  
Turis  
São Paulo (MA) 15 / 02 / 02

# PROJETO E CÁLCULO DE UMA VIGA ISOSTÁTICA DE CONCRETO PROTENDIDO

## APRESENTAÇÃO

Dando continuidade aos trabalhos de difusão da aplicação e divulgação da técnica de cálculo e projeto de peças protendidas, para uma maior e melhor utilização do Concreto Protendido em nosso país, vem a MAC-PROTENSÃO e a COMPANHIA SIDERÚRGICA BELGO MINEIRA oferecer aos profissionais que trabalham em projetos estruturais, um roteiro de fácil entendimento, de teoria e prática do cálculo de uma peça em concreto protendido.

O cálculo da viga isostática é o mais simples dentre todas as aplicações que podem ser calculadas em concreto protendido, o presente trabalho tem a finalidade de apresentar um roteiro prático do projeto e cálculo de qualquer peça. Com a apresentação deste roteiro o leitor poderá compreender e extrapolar para outros casos a aplicação da protensão. Poderá também entender o funcionamento do "software" de vigas protendidas, que será colocado à disposição do mercado em breve, patrocinado novamente pelas empresas Mac-Protensão e Companhia Siderúrgica Belgo Mineira.

Esta apostila foi escrita pelo Eng. Evandro Porto Duarte, professor das Cadeiras de Hiperestática e de Concreto Protendido, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, e ex-professor de Concreto Protendido do Instituto Militar de Engenharia. Este profissional responde também pela Diretoria Técnica da Mac-Protensão, tendo ao longo dos 24 anos de formado, projetado, calculado e executado mais de 300 obras de concreto protendido.

Ao concluir esta apostila faz-se necessário estender um grande agradecimento à parceira em várias atividades técnicas e de ensino que a Siderúrgica Belgo-Mineira tem participado para o desenvolvimento e engrandecimento da Protensão no Brasil, através da presença marcante do seu engenheiro Eugenio Luiz Cauduro, que sempre incentivou este trabalho de divulgação e que merecidamente é o primeiro Presidente da Associação Brasileira da Pós-tensão.

Rio de Janeiro, 26 de fevereiro de 1995

Prof. Evandro Porto Duarte

PROJETO E EXECUÇÃO DE UMA  
ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO  
APRESENTAÇÃO

BIBLIOTECA  
Concreto Engenharia Ltda.  
Av. General Artur Cavalho, 368  
Iurú  
São Luis(MA) 15 / 02 / 02

# PROJETO E CÁLCULO DE UMA VIGA ISOSTÁTICA DE CONCRETO PROTENDIDO

## 1. - INTRODUÇÃO

Tem o presente trabalho a finalidade de divulgar e difundir a aplicação da protensão em estruturas de concreto, e fornecer aos calculistas e projetistas de Concreto Armado a grandeza necessária e conhecimentos básicos do cálculo e do detalhamento de peças em concreto protendido.

Como um primeiro trabalho introdutório de uma seqüência de cálculos que serão posteriormente desenvolvidos, apresentaremos aqui a exemplificação de uma peça, a mais simples e a mais correntemente usada, de concreto protendido.

A viga a ser calculada, será admitida ter um carregamento simples, a fim de não tomar tempo onde não se fizer necessário, logo admitiremos que as sobrecargas permanentes e acidentais sejam uniformemente distribuídas.

A primeira parte deste trabalho abordará a conceituação teórica básica da protensão a fim de enunciar os conceitos que irão ser aplicados.

A partir destes conceitos desenvolveremos um exemplo numérico completo da referida viga.

## 2. - CONCEITUAÇÃO TEÓRICA

### 2.a) Noções Básicas do Concreto Armado

Tendo o concreto boa resistência à compressão e péssima e desprezível resistência à tração, a forma de conciliar o trabalho da viga na sua região tracionada foi de dispor uma armadura passiva, costurando e resistindo aos esforços de tração, aproveitando-se dos três princípios de funcionamento das peças de concreto armado:

- Concreto resiste à compressão e aço à tração.
- Aderência entre os materiais aço e concreto.
- Coeficiente de dilatação térmica dos dois materiais são parecidos.

Porém o grande inconveniente do CA é que a sua armadura somente começa à trabalhar quando a peça é solicitada, e com isto, pelo efeito da aderência, a deformação do concreto acompanha a do aço, acarretando tensões de tração não só no aço como no concreto, que acaba por fissurar e com isto perde duas capacidades vitais:

- proteção da armadura.
- seção colaborante para a inércia, acarretando maiores tensões e deformações.

## 2.b) Noções Básicas do Concreto Protendido

Como o fato da seção fissurar na peça de concreto armado é prejudicial, a solução da protensão através da introdução de uma prévia precompressão no concreto (o concreto trabalha bem a compressão), combatendo as futuras tensões de tração e não deixando a seção ter tração e sim descompressão, faz com que a peça não tenha fissura e permaneça com as duas capacidades vitais descritas acima.

A introdução da precompressão é usualmente feita pelo princípio da ação e reação através do tensionamento de aço de alta resistência (grande deformação específica) e bloqueio deste pelas ancoragens, com isto reagindo no concreto e previamente comprimindo-se.

Ao analisarmos as tensões na peça de concreto submetida a um carregamento (na peça protendida a seção permanece íntegra) verificamos que o caminhamento das tensões de compressão tem o aspecto de arco (isostáticas de compressão) e o caminhamento das tensões de tração, ortogonais as de compressão, tem uma forma parabólica com máximo valor de excentricidade no 1/2 do vão e reduzindo-se para a região do apoio. Logo o traçado do aço de protensão fica definido por este caminho e de preferência o cabo tendo maior excentricidade no meio do vão e passando no centro de gravidade da seção no apoio.

Este traçado faz com que se visualize fisicamente duas grandes virtudes da protensão:

- A inclinação do cabo na região do apoio fornece componentes que combatem ao mesmo tempo o esforço cortante e o momento fletor.
- A curvatura do cabo, através do seu tensionamento e tendência a se retificar conduz a introdução de forças verticais de baixo para cima (forças de desviação) que combatem as cargas externas, reduzindo no todo o carregamento atuante na peça.

## 2.c) Análise das Tensões na peça de CP

Vamos analisar de forma literal as tensões ocorridas em uma peça de CP, para verificarmos suas limitações.

### 2.c.1) Tensões Solicitantes:

	$\sigma_i$	$\sigma_s$
pp	$\sigma_{ipp}$	$\sigma_{spp}$
sp	$\sigma_{isp}$	$\sigma_{ssp}$
sa	$\sigma_{isa}$	$\sigma_{ssa}$
$\Sigma$	$\Sigma\sigma_i$	$\Sigma\sigma_s$

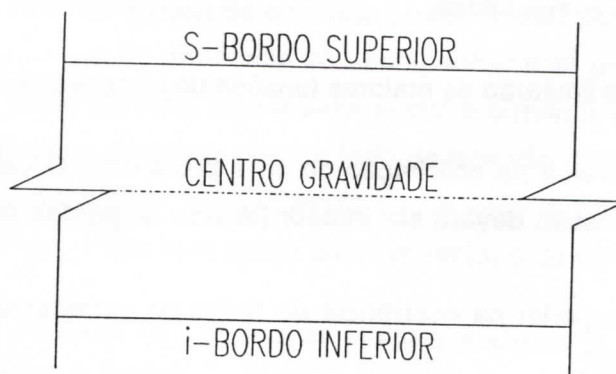


FIG. 1

### 2.c.2) Protensão:

Como o conceito da protensão é combater a futura tensão de tração no concreto, o valor da prévia tensão de compressão deverá ser no mínimo  $|\eta_i| = |\Sigma\sigma_i|$  e a tensão no bordo superior de preferência ter alguma tração a fim de descomprimir o bordo superior da tensão de peso próprio, com o cuidado de não passar em muito da descompressão desta fibra quando somente da atuação do pp + protensão.

### 2.c.3) Quadro Final (abstraindo-se das perdas de protensão)

	$\sigma_i$		$\sigma_s$	
	$\rho$	$\Sigma$	$\rho$	$\Sigma$
pp	$\sigma_{ipp}$	--	$\sigma_{spp}$	--
prot	$\eta_i$	$\sigma_{ipp}-\eta_i$	$\eta_s$	$\eta_s-\sigma_{spp}$
sp	$\sigma_{isp}$	$\sigma_{ipp}+\sigma_{isp}-\eta_i$	$\sigma_{ssp}$	$\eta_s-\sigma_{spp}-\sigma_{ssp}$
sa	$\sigma_{isa}$	$\sigma_{ipp}+\sigma_{isp}+\sigma_{isa}-\eta_i$	$\sigma_{ssa}$	$\eta_s-\sigma_{spp}-\sigma_{ssp}-\sigma_{ssa}$

Como observação fundamental vemos que não podemos dissociar as tensões de protensão e de peso próprio, quando uma ocorre a outra atua em conjunto, logo isto passa a ser uma virtude e vantagem do concreto protendido pois o peso próprio não dimensionará a forma e a dimensão da peça, e sim somente as sobrecargas.

Vamos sempre analisar as fibras mais solicitadas em uma dada seção e que são sempre as dos bordos superior e inferior e dentre estas tensões as que apresentarem maiores valores de compressão, pois a princípio todas as fibras sempre estarão comprimidas.

Os estágios que limitarão as maiores tensões de compressão são:

- na fibra inferior na solicitação de pp + protensão. O valor da máxima tensão de compressão deverá ser inferior (devido às perdas de protensão) a 2/3 de  $f_{ck}$ .
- na fibra superior na ocorrência de todos os carregamentos, o valor máximo igual a  $f_{ck}/2$ .

Vamos então analisar estas limitações de compressão:

Na fibra inferior tem-se que:

$|\sigma_{ipp}-\eta_i| \simeq |\sigma_{isp} + \sigma_{isa}|$  pois a tendência é de no mínimo se ter compressão nula com a atuação de todos os carregamentos.

Logo, podemos afirmar que

$|\sigma_{isp} + \sigma_{isa}| \leq 2/3 f_{ck} - \text{perdas}$

Logo, sendo  $\sigma_{isp} + \sigma_{isa} = \Sigma \sigma_i$  (sobrecargas)

$$\Sigma \sigma_{isob} = \frac{\Delta M_s}{W_i} \quad (\text{soma dos momentos de sobrecargas})$$

$$\text{então } \frac{\Delta M_s}{W_i} \leq 2/3 f_{ck} - \text{perdas}$$

com isto

$W_i \geq \frac{\Delta M_s}{2/3 f_{ck} - \text{perdas}}$
--

Definindo-se através das sobrecargas somente a seção e inercia da viga. Como a viga protendida terá compressão tanto no bordo inferior quanto superior, a melhor forma desta seção é ter mesa de compressão tanto no bordo superior quanto no bordo inferior (não tão grande quanto o superior), com seção "I".

## 2.d) As Perdas de Protensão

Como ao ser solicitada a peça de concreto protendido encurta imediatamente e ao longo do tempo, o aço de protensão irá acompanhar este encurtamento e perderá força ao longo deste período, logo o valor inicial e o menor valor de força do cabo devem ser verificados para que por um lado na ocasião da protensão não estoure a fibra inferior e depois das perdas ainda tenha valor suficiente para combater as tensões de tração e deixar este bordo com um resíduo de compressão.

As perdas que ocorrem no CP são as indicadas abaixo e serão calculadas por ocasião do exemplo a ser feito:

- atrito
- cravação
- deformação imediata
- deformação lenta
- retração
- relaxação

### 3. - DADOS DA ESTRUTURA

Viga bi-apoiada de 26,0 m de vão, submetida a um carregamento permanente de 0,8 t/m (8 KN/m) e sobrecarga acidental de 2,0 t/ml (20 KN/ml). O concreto a ser adotado para a peça tem  $f_{ck} \geq 26$  Mpa.

No caso de peças de concreto protendido podemos resolver inteiramente o problema, definindo-se a seção transversal e o número de cabos e finalmente sua armadura passiva.

Para efeito deste exemplo e dando-se dimensões práticas a peça a ser dimensionada, vamos admitir alguns valores de dimensão da seção transversal, como:

- altura da viga = 125 cm
- largura da mesa superior = 110 cm  
(esta dimensão está ligada a utilização da peça, por exemplo a uma viga de passarela e com a sua estabilidade transversal)
- largura da alma = 15 cm  
(esta dimensão está ligada diretamente ao cisalhamento e prevista para conter cabo de  $7\varnothing 1/2''$  com reconhecimento compatível e espaço suficiente para a concretagem.

### 4. - CÁLCULO E DETALHAMENTO DA PEÇA

#### 4.1 Anteprojeto e Predimensionamento

##### a) Sistema Estático

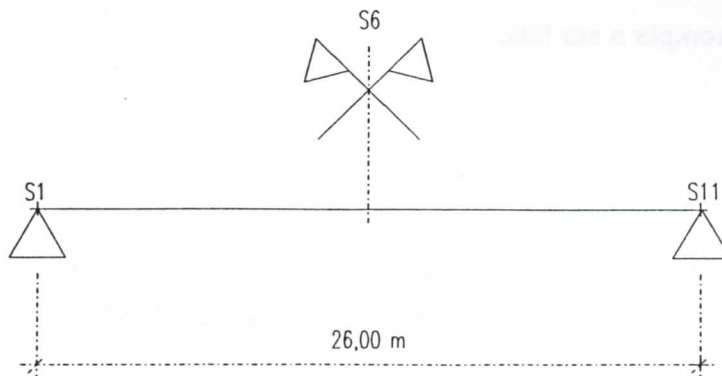


FIG.2

BIBLIOTECA  
 CONCRETO Engenharia Ltda.  
 Av. General Artur Cavalcoti 368  
 Turú  
 São Luís (MA) 15 / 02 / 02

b) **Cálculo da Seção Necessária**

Valor do Módulo resistente inferior:

$$W_i \geq \frac{\Delta M_s}{2/3 f_{ck} - \text{perdas}}$$

$$\text{Valor de } \Delta M_s = \frac{\Delta q_s l^2}{8} = \frac{2,8 \times 26^2}{8} = 236,6 \text{ mt}$$

$$W_i \geq \frac{236,6}{2/3 \times 2600 - 200} = 0,15 \text{ m}^3$$

Valor estimado das perdas lentas  $\simeq 20 \text{ Kg/cm}^2 = 200 \text{ t/m}^2$

c) **Características Geométricas**

A forma da seção transversal deve ser da seção "I", logo vamos apresentar algumas outras dimensões práticas na seção.

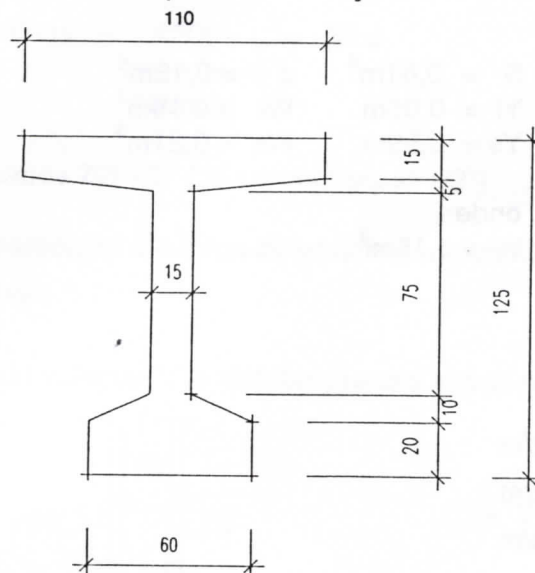


FIG.3

$$\begin{aligned} S &= 0,47 \text{ m}^2 & J &= 0,10 \text{ m}^4 \\ Y_i &= 0,70 \text{ m} & W_i &= 0,14 \text{ m}^3 \\ Y_s &= 0,55 \text{ m} & W_s &= 0,18 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Logo, esta seção mesmo que tenha dimensões práticas usuais de peças em CP, não resolve o problema pois  $W_{i \text{ exist}} < W_{i \text{ nec}}$ .

Para atendermos prontamente a este requisito, bastaria aumentar a altura para 1,40 m, porém como dado do problema a altura está definida, vamos manipular valores que aumentam a inercia da peça e diminuam a distância do centro de gravidade ao bordo inferior, ( $W_i = J/y_i$ ), sem perda substancial da excentricidade do cabo.

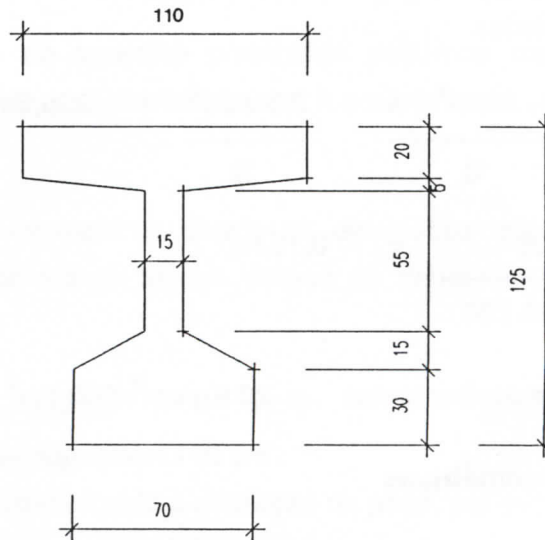


FIG.4

$$\begin{aligned} S &= 0,61\text{m}^2 & J &= 0,12\text{m}^4 \\ Y_i &= 0,66\text{m} & W_i &= 0,18\text{m}^3 \\ Y_s &= 0,59\text{m} & W_s &= 0,21\text{m}^3 \end{aligned}$$

onde  
 $W_i > 0,15\text{m}^3$

d) Cargas

$$\begin{aligned} pp &- 0,61 \times 2,5 = 1,53 \text{ t/m} \\ sp &- = 0,8 \text{ t/m} \\ sa &- = 2,0 \text{ t/m} \end{aligned}$$

e) Esforços

	M (mt)
pp	129,3
sp	67,6
sa	169,0

f) Tensões

(t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$	$\sigma_s$
pp	706	- 616
sp	369	- 322
sa	922	- 805
$\Sigma$	1997	- 1743

g) Protensão

$$N = \frac{\Sigma \sigma_i}{1 + e} = \frac{1997}{1 + 0,56} = 420t$$

$$\frac{S}{W_i} = 0,61 \quad 0,18$$

$$e = y_i - r = 0,66 - 0,10 = 0,56$$

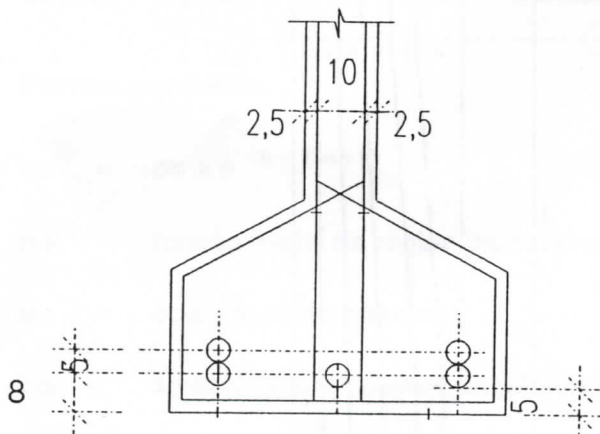
$r = 10$  cm como primeira tentativa

$$n^\circ \text{ de cordoalhas} \simeq \frac{420t}{12t/\text{cord}} = 35 \text{ u}$$

adotado 5 cabos  $7\varnothing 1/2''$  (35 cordoalhas  $\varnothing 1/2''$ )

$N_c = 12t/\text{cordoalha}$  é a força de protensão admitida depois de todas as perdas.

Verificação do valor de "r" e distribuição dos cabos na seção transversal.



$$r = \frac{3 \times 8 + 2 \times 13}{5} = 10 \text{ cm}$$

FIG.5

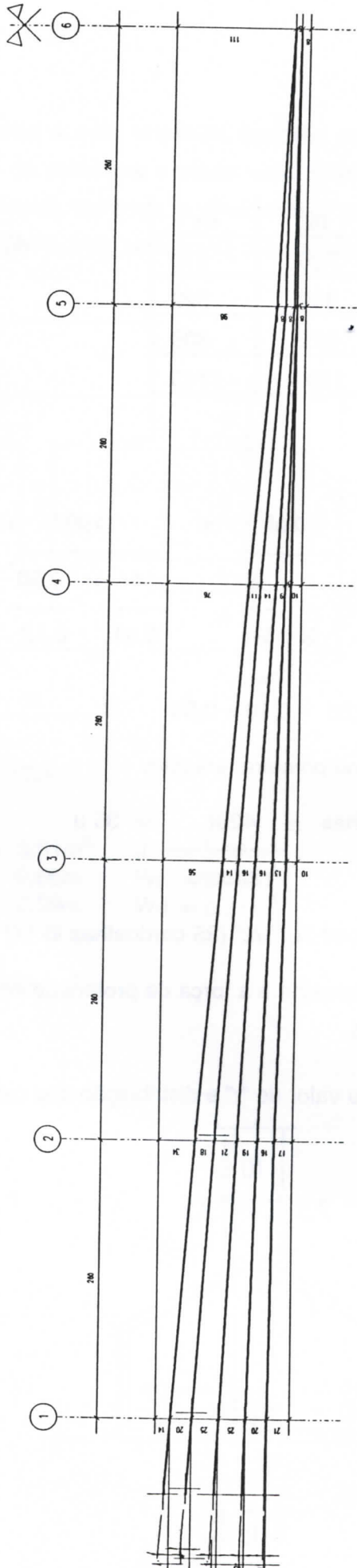


FIG. 6

BIBLIOTECA  
 Concrete Engenharia Ltda.  
 Av. General Artur Cavalho, 368  
 Iurú  
 São Luis(MA) 15 / 02 / 02

## 4.2 Estudo da Peça à Flexão

Vamos estudar a peça das seções S1 à S6 devido a simetria.

### a) Esforços Momento Fletor

	S2	S3	S4	S5	S6
pp	31	82,7	108,6	124,1	129,3
sp	24,3	43,3	56,8	64,9	67,6
sa	60,8	108,2	142	162,2	169

### b) Tensões

	S2		S3		S4		S5		S6	
	$\sigma_i$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	$\sigma_s$
pp	172	- 148	459	- 394	603	- 517	689	- 591	718	- 616
sp	135	- 116	240	- 206	316	- 270	360	- 309	376	- 322
sa	338	- 289	601	- 515	789	- 676	901	- 772	939	- 805

### c) Estudo das Perdas

Vamos estudar as perdas de protensão, de uma forma mais compreensível, e por isto vamos fazer com que as perdas não sejam calculadas interagindo entre si, para tanto, mesmo que esteja não atualizado, vamos adotar o cálculo de perdas pelo CEB-70 pois todos os valores são calculados e visualizados independentemente. A partir deste cálculo ficará muito mais fácil e visual a utilização seja do CEB-78 e da Norma Brasileira atual.

#### c.1) Perdas por Atrito

$$\sigma_x = \sigma_0 \times e^{-u (\Sigma\alpha + \beta)}$$

$\sigma_0$  - tensão inicial na região da ancoragem

$u$  - coef. de atrito aparente

$\Sigma\alpha$  - somatório dos desvios angulares das seções

$\beta$  - coef. de perda de atrito por comprimento linear

$l$  - distância da seção de cálculo a seção inicial

Admitindo-se os cabos com ancoragens ativas podemos estudar por simetria até o 1/2 do vão.

Vamos estudar os cinco cabos como um único cabo, como uma família de 5 cabos, para tanto veremos qual o valor da distância média ao bordo superior que representará esta família.

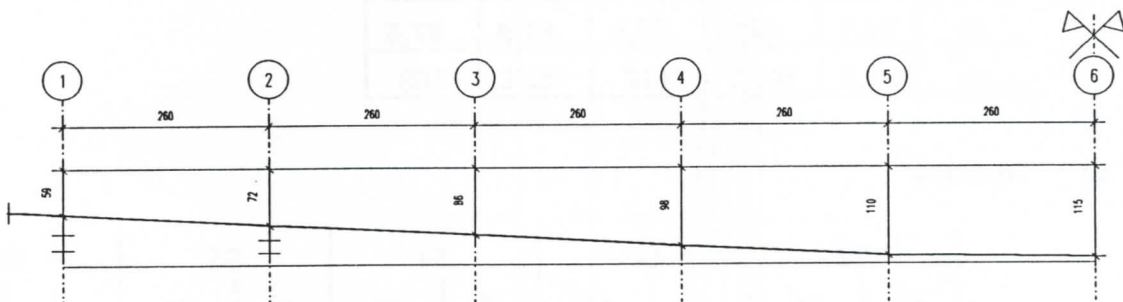


FIG.7

ângulos médios em cada seção:

$$S1 - \alpha = \text{arc tg } \frac{72 - 59}{260} = 2,9$$

$$S2 - \alpha = \frac{2,9 + \text{arc tg } \frac{86 - 72}{260}}{2} = 2,9$$

$$S3 - \alpha = \frac{\text{arc tg } \frac{86 - 72}{260} + \text{arc tg } \frac{98 - 86}{260}}{2} = 2,9$$

$$S4 - \alpha = \frac{\text{arc tg } \frac{98 - 86}{260} + \text{arc tg } \frac{110 - 98}{260}}{2} = 2,6$$

$$S5 - \alpha = \frac{\text{arc tg } \frac{110 - 98}{260} + \text{arc tg } \frac{115 - 110}{260}}{2} = 1,9$$

$$S6 - \alpha = 0 = \frac{\text{arc tg } \frac{115 - 110}{260} + \text{arc tg } \frac{115 - 110}{260}}{2}$$

tensão inicial menor que  $0,75 f_{tk} \times 1,1 = 0,75 \times 19000 \text{ Kg/cm}^2 \times 1,1 = 15675 \text{ Kg/cm}^2$  adotado  $\sigma_0 = 14750 \text{ Kg/cm}^2$  por não apresentar na prática problema quando na ocasião da protensão dos cabos, não solicitando em demasia os fios da cordoalha por estado múltiplo de tensões. (Mordida da cunha com estrangulamento de seção).

Seção	l (m)	$\Sigma\alpha^\circ$	$\mu (\Sigma\alpha + \beta l)$ rad	$\sigma \text{Kg/cm}^2$	N (t)
1	0	0	0	14750	516
2	2,6	0	0,01	14673	513
3	5,2	0	0,01	14597	511
4	7,8	0,3	0,02	14503	508
5	10,4	1,0	0,03	14383	503
6	13,0	2,9	0,04	14191	496

$\beta = 0,008$  (valor variável entre 0,015 e 0,006)

$\mu = 0,25$  (valor variável entre 0,2 e 0,3)

### c.2) Perda por Cravação

Iguala-se a Energia de retorno das cordoalhas até serem bloqueadas pelas cunhas com a Energia de Atrito ao contrário no interior do cabo por deslocamento deste.

$$\text{Área de perda} = E_A \times u = \sigma \times l$$

$E_A$  - módulo de elasticidade do aço

$u$  - retorno do cabo 5 mm

$E_A = 1.950.000 \text{ Kg/cm}^2$

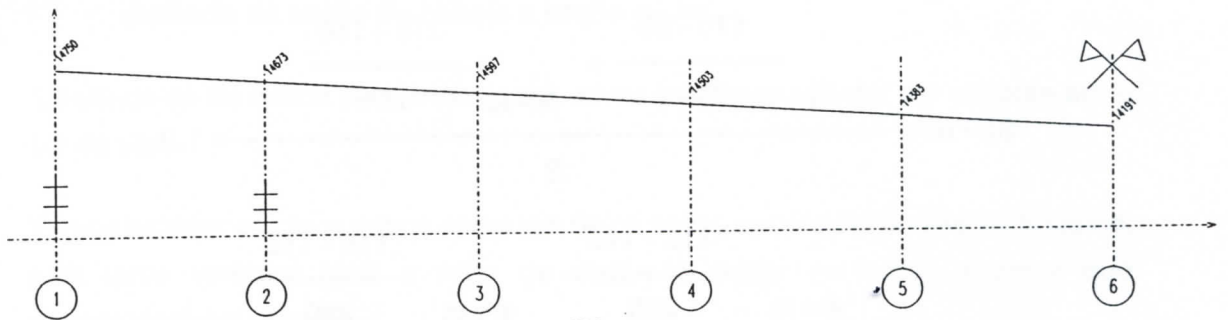


FIG.8

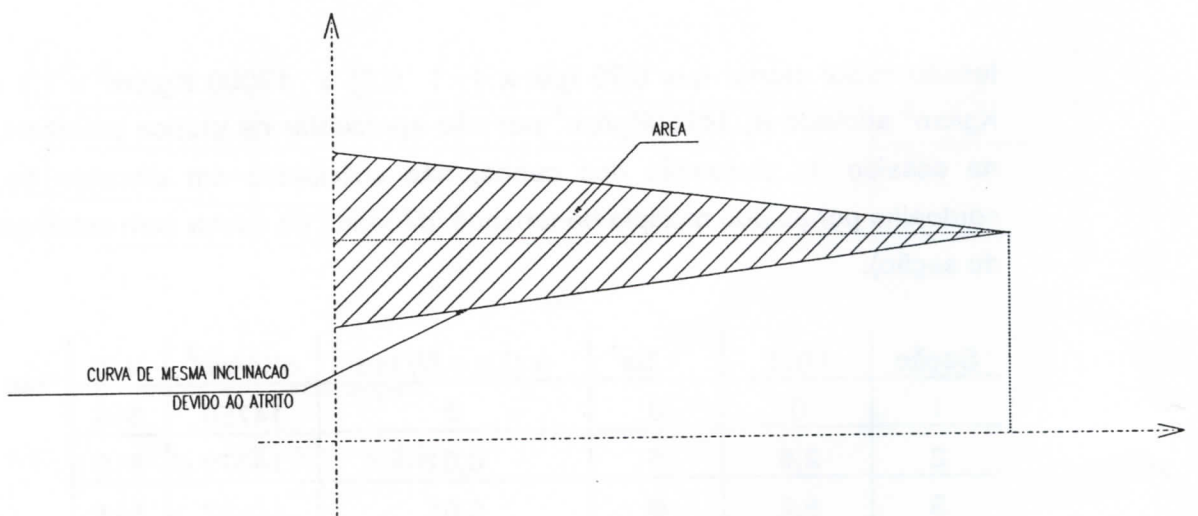


FIG.9

$$\text{Área a ser igualada} = \frac{E_A \times u}{2} = \frac{1.950.000 \times 0,5}{2}$$

$$A = 487.500 \text{ Kg/cm}$$

1º Trecho: (S1 à S2)

$$\Delta = \frac{14750 - 14673}{2} \times 260 = 10.010 \text{ kg/cm} \ll A$$

2º Trecho (áreas trapezoidais)

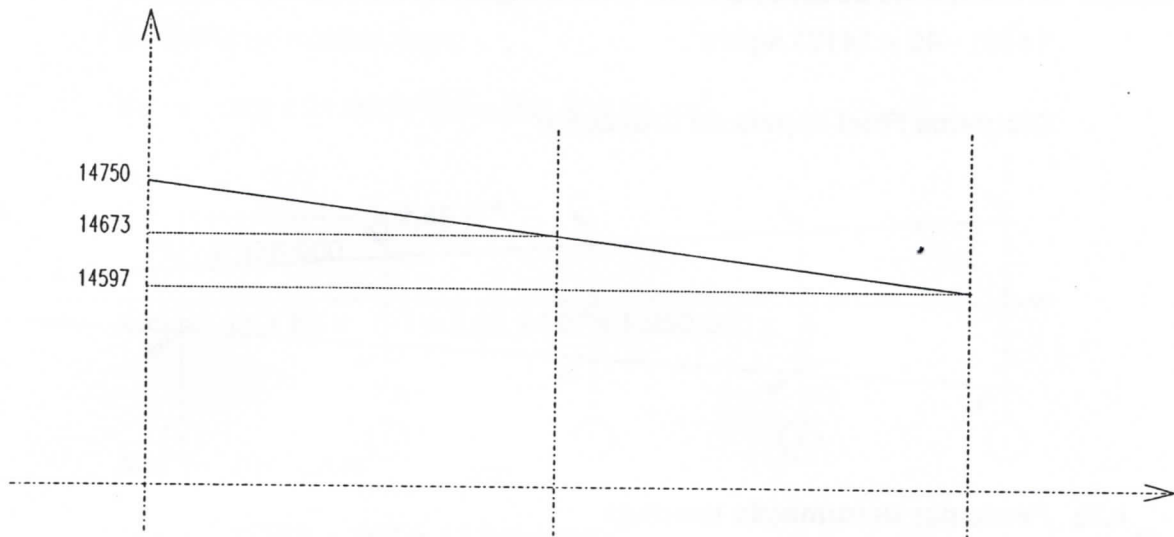


FIG.10

$$\Delta = 10.010 + (14673 - 14597) \times \frac{3}{2} \times 260 = 10.010 + 29640 =$$

$$\Delta = 39650$$

3º Trecho (S1 à S4)

$$= 39.650 + (14597 - 14503) \times \frac{5}{2} \times 260 = 100.750$$

4º Trecho (S1 à S5)

$$= 100.750 + (14503 - 14383) \times \frac{7}{2} \times 260 = 209.950$$

5º Trecho (S1 à S6)

$$= 209.950 + (14383 - 14191) \times \frac{9}{2} \times 260 = 434.590$$

logo ainda irá ter uma queda na curva abaixo da tensão do meio do vão igual a:

$$= \frac{487.500 - 434.590}{5 \times 260} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

então a linha de simetria deste gráfico estará na tensão:  
 $14191 - 40 = 14151 \text{ kg/cm}^2$ .

### Diagrama Final depois da Cravação:

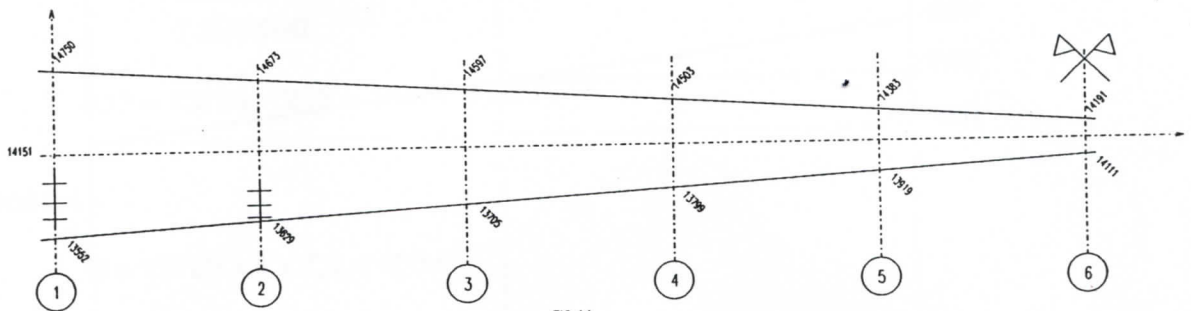


FIG.11

### c.3) Perda por Deformação Imediata

Iguala-se o encurtamento do concreto ao do aço em cada seção, apenas levando-se em conta que cada cabo protendido influencia apenas os que já estão protendidos, logo:

$$\Delta\sigma = \frac{\sigma_c \times E_A}{E_c} \times \frac{n-1}{2n} = \frac{\epsilon_c \times E_A}{E_c} \times \frac{n-1}{2n}$$

$n$  - nº de cabos

O cálculo da tensão  $\sigma_c$  será feito no centro de gravidade do cabo representativo da família e para os carregamentos peso próprio + protensão.

#### Seção 1 -

$$N = 13552 \times 5 \times 7,0 = 474,3 \text{ t}$$

$$\text{excentricidade} = 0$$

$$M \text{ peso próprio} = 0$$

$$\sigma_c = \frac{474,3}{0,61} = -777 \text{ t/m}^2$$

- Módulo de Deformação Longitudinal do concreto  $E_c$ .

$$E_c = 21000 \sqrt{f_{cj}} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \times 0,9$$

$f_{cj}$  - resistência do concreto por ocasião da protensão.

Admite-se protender a peça quando no corpo de prova a resistência for superior à 24MPa no mínimo, logo:

$$E_c = 0,9 \times 21.000 \sqrt{240} = 292.800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_c = \frac{777}{2.928.000} = 2,65 \text{ E}^{-4}$$

$$\Delta\sigma_a = \epsilon_c \times E_a \times \frac{n-1}{2n} = 2,65 \times 10^{-4} \times 1.950.000 \times \frac{4}{10}$$

$$\Delta\sigma_a = 207 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{a1} = 13552 - 207 = 13.345 \text{ kg/cm}^2$$

### Seção 2 -

$$N = 13.629 \times 5 \times 7,0 = 477 \text{ t}$$

$$\text{excentricidade} = 0,72 - 0,59 = 0,13 \text{ m}$$

$$M \text{ peso próprio} = 31 \text{ mt}$$

$$M \text{ total} = +31 - 477 \times 0,13 = -31$$

$$\sigma_c = + \frac{N}{S} + \frac{My}{J} = \frac{-477}{0,61} - \frac{31 \times 0,13}{0,12} = -815 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta\sigma_a = \frac{815}{2.928.000} \times 1.950.000 \times \frac{4}{10} = 217 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{a2} = 13.629 - 217 = 13.412 \text{ kg/cm}^2$$

### Seção 3 -

$$N = 13705 \times 5 \times 7,0 = 479,7 \text{ t}$$

$$e = 0,86 - 0,59 = 0,27 \text{ m}$$

$$M_{pp} = 82,7 \text{ mt}$$

$$M_T = +82,7 - 479,7 \times 0,27 = -46,8 \text{ mt}$$

$$\sigma_c = \frac{-479,7}{0,61} - \frac{46,8 \times 0,27}{0,12} = -892 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta\sigma_a = \frac{892}{2.928.000} \times 1.950.000 \times 0,4 = 238 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{a3} = 13705 - 238 = 13467 \text{ kg/cm}^2$$

#### Seção 4 -

$$N = 13799 \times 5 \times 7,0 = 483 \text{ t}$$

$$e = 0,98 - 0,59 = 0,39 \text{ m}$$

$$M_{pp} = 108,6 \text{ mt}$$

$$MT = 108,6 - 483 \times 0,39 = -79,8 \text{ mt}$$

$$\sigma_c = \frac{-483}{0,61} - \frac{79,8 \times 0,39}{0,12} = -1051 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta\sigma_a = \frac{1051}{2.928.000} \times 1.950.000 \times 0,4 = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{a4} = 13799 - 280 = 13519 \text{ kg/cm}^2$$

#### Seção 5 -

$$N = 13919 \times 5 \times 7,0 = 487,2 \text{ t}$$

$$e = 1,1 - 0,59 = 0,51 \text{ m}$$

$$M_{pp} = 124,1 \text{ mt}$$

$$MT = 124,1 - 487,2 \times 0,51 = -124,4 \text{ mt}$$

$$\sigma_c = \frac{-487,2}{0,61} - \frac{124,4 \times 0,51}{0,12} = -1327 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta\sigma_a = \frac{1327}{2928} \times 1950 \times 0,4 = 354 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_5 = 13919 - 354 = 13565 \text{ kg/cm}^2$$

#### Seção 6 -

$$N = 14111 \times 5 \times 7,0 = 494 \text{ t}$$

$$e = 1,15 - 0,59 = 0,56 \text{ m}$$

$$M_{pp} = 129,3 \text{ mt}$$

$$MT = 129,3 - 494 \times 0,56 = -147,3 \text{ mt}$$

$$\sigma_c = \frac{-494}{0,61} - \frac{147,3 \times 0,56}{0,12} = -1497 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta\sigma_a = \frac{1497}{2928} \times 1.950 \times 0,4 = 399 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_6 = 14111 - 399 = 13.712 \text{ kg/cm}^2$$

#### c.4) Perda por Deformação Lenta ou Fluência do Concreto

Pelo CEB 70 item R.12,31 tem-se a admissão da fluência variando linearmente, logo:

$$\varepsilon_F = \frac{\sigma_b'}{E_{b28}} \times \varphi_t \text{ onde}$$

$\sigma_b'$  - tensão no concreto na fibra do CG cabos

$E_{b28}$  - módulo secante na idade de 28 d

$\varphi_t$  -  $K_c \times K_d \times K_b \times K_e \times K_t$

$K_c$  - depende das condições climáticas

$K_d$  - depende do grau de endurecimento do concreto

$K_b$  - depende da composição do concreto

$K_e$  - depende da espessura fictícia

$K_t$  - depende do tempo

### Seção 1 -

$$N = 13345 \times 5 \times 7,0 = 467 \text{ t}$$

$$\sigma_c = \frac{-467}{0,61} = -766 \text{ t/m}^2$$

Eb28 = reduzir de 10% o módulo tangente na idade  
= 28 dias

$$E_{b28} = 21000 \sqrt{260} \times 0,9 = 274200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cj} \simeq \frac{f_{ck}}{0,92} = \frac{240}{0,92} \simeq 260$$

$$K_c - U_r = 70\% \quad K_c = 2,3$$

$$K_d - t = 7 \text{ dias} \quad K_d = 1,4$$

$$K_b - a/c = 0,4 \quad K_b = 0,85 \text{ e consumo } 400 \text{ kg/m}^3$$

$$K_e - e \simeq \frac{A_c}{p/2} \simeq 0,2 \quad K_e = 0,92$$

adotado  $e = 15 \text{ cm}$

$$K_t - e = 0,15$$

$$l [10d; \infty] K_t = 0,88$$

$$\phi_t = 2,22$$

$$\epsilon = \frac{76,6}{274200} \times 2,22 = 6,2 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_a = \epsilon_a \times E_A = 1209 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{a1} = 13345 - 1209 = 12136 \text{ kg/cm}^2$$

### Seção 2 -

$$N = 13412 \times 5 \times 7,0 = 469,4 \text{ t}$$

$$M_{\text{total}} = + 55,3 \text{ mt} - 469,4 \times 0,13 = - 5,7 \text{ mt}$$

$$\sigma c = \frac{-469,4}{0,61} - \frac{5,7 \times 0,13}{0,12} = -776 \text{ t/m}^2$$

$$\varepsilon = \frac{77,6}{274200} \times 2,2 = 6,2 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_a = \varepsilon_A \times E_A = 1.214 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma a_2 = 13412 - 1.214 = 12198 \text{ kg/cm}^2$$

### Seção 3 -

$$N = 13467 \times 5 \times 7,0 = 471,3 \text{ t}$$

$$M_{\text{total}} = 126 - 471,3 \times 0,27 = -1,2 \text{ mt}$$

$$\sigma c = \frac{-471,3}{0,61} - \frac{1,2 \times 0,27}{0,12} = -775 \text{ t/m}^2$$

$$\varepsilon = \frac{77,5}{274200} \times 2,2 = 6,2 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_a = \varepsilon_A \times E_A = 1212 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma a_3 = 13.467 - 1212 = 12.255 \text{ kg/cm}^2$$

### Seção 4 -

$$N = 13.519 \times 5 \times 7,0 = 473,2 \text{ t}$$

$$M_T = 165,4 - 473,2 \times 0,39 = -19,1 \text{ mt}$$

$$\sigma c = \frac{-473,2}{0,61} - \frac{19,1 \times 0,39}{0,12} = -838 \text{ t/m}^2$$

$$\varepsilon = \frac{83,8}{274200} \times 2,2 = 7 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_a = 1358 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{a4} = 12.161 \text{ kg/cm}^2$$

#### Seção 5 -

$$N = 13.565 \times 5 \times 7,0 = 474,8 \text{ t}$$

$$MT = 189 - 474,8 \times 0,51 = -53,1 \text{ mt}$$

$$\sigma_c = \frac{-474,8}{0,61} - \frac{53,1 \times 0,51}{0,12} = -1004$$

$$\varepsilon = \frac{100,4}{274200} \times 2,2 = 8,1 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_a = 1571 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{a5} = 11.994 \text{ kg/cm}^2$$

#### Seção 6 -

$$N = 13712 \times 5 \times 7,0 = 479,9 \text{ t}$$

$$MT = 196,9 - 479,9 \times 0,56 = -71,8 \text{ mt}$$

$$\sigma_c = \frac{-479,9}{0,61} - \frac{71,8 \times 0,56}{0,12} = -1122 \text{ t/m}^2$$

$$\varepsilon = \frac{112,2}{274200} \times 2,2 = 9 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_a = 1755 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{a6} = 11.957 \text{ kg/cm}^2$$

#### c.5) Perda por Retração do Concreto

Pelo CEB70 R.12,32 a deformação do concreto é dado por:

$$\varepsilon_R = \varepsilon_c \times K_b \times K_e \times K_p \times K_t$$

$\varepsilon_c$  - depende da condição climática

$K_b$  - composição do concreto

$K_e$  - espessura fictícia

$K_p$  - depende da porcentagem geométrica de armadura longitudinal

$K_t$  - desenvolvimento da retração em função do tempo

$\epsilon_c$  - UR = 70%       $\epsilon_c = 27,5 \times 10^{-5}$

$K_b = 0,85$

$K_e = 0,92$

$$K_p = \frac{100}{100 + \eta\phi}$$

$$\phi = \frac{100 \times A}{B}$$

A - Seção da armadura longitudinal

B - Seção da peça

$\eta = 20$

área dos 5 cabos 7  $\varnothing$  1/2" = 35 cm<sup>2</sup>

$$\phi = 100 \times \frac{35}{6100} \simeq 0,6$$

$$K_p = \frac{100}{100 + 20 \times 0,6} = 0,9$$

$$\epsilon_R = 27,5 \times 10^{-5} \times 0,85 \times 0,92 \times 0,9 (1,0 - 0,1)$$

$$\epsilon_R = 17,4 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_A = \epsilon_R$$

$$\Delta\sigma_A = \epsilon_A \times E_A = 340 \text{ kg/cm}^2$$

#### c.6) Perda por Relaxação do Aço

Admite-se uma queda de tensão da ordem de 600 kg/cm<sup>2</sup>, a favor da segurança para os aços de baixa relaxação (RB).

Logo, o valor das tensões depois das perdas imediatas e a queda devida às perdas lentas nas seções são:

Seção	$\sigma_{Api}$	$\Delta\sigma$	$\sigma_A$ final
1	13.345	2149	11196
2	13412	2154	11258
3	13467	2152	11315
4	13519	2298	11221
5	13565	2511	11054
6	13712	2695	11017

**d) Tensões de Protensão**

**d.1) Depois das Perdas Imediatas e Valores Provenientes das Perdas Lentas**

Seção S1 -  $e = 0$

$$N_i = 13.345 \times 35 = 467,1$$

$$\Delta N = 2.149 \times 35 = -75,2$$

Seção S2 -  $e = 0,13m$

$$N_i = 13.412 \times 35 = 469,4$$

$$\Delta N = 2154 \times 35 = -75,4$$

Seção S3 -  $e = 0,27m$

$$N_i = 13.467 \times 35 = 471,3$$

$$\Delta N = 2152 \times 35 = -75,3$$

Seção S4 -  $e = 0,39m$

$$N_i = 13.519 \times 35 = 473,2$$

$$\Delta N = 2298 \times 35 = -80,4$$

Seção S5 -  $e = 0,51m$

$$N_i = 13.565 \times 35 = 474,8$$

$$\Delta N = 2511 \times 35 = -87,9$$

Seção S6 - e = 0,56m

$$N_i = 13.712 \times 35 = 479,9$$

$$\Delta N = 2695 \times 35 = -94,3$$

dados da seção: S = 0,61m<sup>2</sup> Wi = 0,18m<sup>3</sup> Ws = 0,21m<sup>3</sup>

Valores das Tensões

$$S1 - \quad \eta_i = \eta_s = \frac{-467,1}{0,61} = -766$$

$$\Delta \eta_i = \Delta \eta_s = \frac{+75,2}{0,61} = +123$$

$$S2 - \quad \eta_i = \frac{-469,4}{0,61} - \frac{469,4 \times 0,13}{0,18} = -1108$$

$$\eta_s = \frac{-469,4}{0,61} + \frac{469,4 \times 0,13}{0,21} = -479$$

$$\Delta \eta_i = \frac{+75,4}{0,61} + \frac{75,4 \times 0,13}{0,18} = 178$$

$$\Delta \eta_s = \frac{+75,4}{0,61} - \frac{75,4 \times 0,13}{0,21} = 77$$

$$S3 - \quad \eta_i = \frac{-471,3}{0,61} - \frac{471,3 \times 0,27}{0,18} = -1480$$

$$\eta_s = \frac{-471,3}{0,61} + \frac{471,3 \times 0,27}{0,21} = -167$$

$$\Delta \eta_i = \frac{+75,3}{0,61} + \frac{75,3 \times 0,27}{0,18} = +236$$

$$\Delta\eta_s = \frac{+ 75,3}{0,61} - \frac{75,3 \times 0,27}{0,21} = + 27$$

S4 - 
$$\eta_i = \frac{- 473,2}{0,61} - \frac{473,2 \times 0,39}{0,18} = - 1801$$

$$\eta_s = \frac{- 473,2}{0,61} + \frac{473,2 \times 0,39}{0,21} = + 103$$

$$\Delta\eta_i = \frac{+ 80,4}{0,61} + \frac{80,4 \times 0,39}{0,18} = + 306$$

$$\Delta\eta_s = \frac{+ 80,4}{0,61} - \frac{80,4 \times 0,39}{0,21} = - 17$$

S5 - 
$$\eta_i = \frac{- 474,8}{0,61} - \frac{474,8 \times 0,51}{0,18} = - 2124$$

$$\eta_s = \frac{- 474,8}{0,61} + \frac{474,8 \times 0,51}{0,21} = + 375$$

$$\Delta\eta_i = \frac{+ 87,9}{0,61} + \frac{87,9 \times 0,51}{0,18} = + 393$$

$$\Delta\eta_s = \frac{+ 87,9}{0,61} - \frac{87,9 \times 0,51}{0,21} = - 69$$

S6 - 
$$\eta_i = \frac{- 479,9}{0,61} - \frac{479,9 \times 0,56}{0,18} = - 2280$$

$$\eta_s = \frac{- 479,9}{0,61} + \frac{479,9 \times 0,56}{0,21} = + 493$$

$$\Delta\eta_i = \frac{+ 94,3}{0,61} + \frac{94,3 \times 0,56}{0,18} = + 448$$

$$\Delta\eta_s = +94,3 - \frac{94,3 \times 0,56}{0,61} = -97$$

#### 4.2.e) Quadro Final de Tensões

	S1				S2				S3			
	p	$\sigma_i$	p	$\sigma_s$	p	$\sigma_i$	p	$\sigma_s$	p	$\sigma_i$	p	$\sigma_s$
pp	-		-		172		-148		459		-394	
prot i	-766	-766	-766	-766	-1108	-936	-479	-627	-1480	-1021	-167	-561
sp	-	-766	-	-766	135	-801	-116	-743	240	-781	-206	-767
perdas	123	-643	123	-643	178	-623	77	-666	236	-545	27	-740
sa	-	-643	-	-643	338	-285	-289	-955	601	+56	-515	-1255

	S4				S5				S6			
	p	$\sigma_i$	p	$\sigma_s$	p	$\sigma_i$	p	$\sigma_s$	p	$\sigma_i$	p	$\sigma_s$
pp	603		-517		689		-591		718		-616	
prot i	-1801	-1198	103	-414	-2124	-1435	375	-216	-2280	-1562	493	-123
sp	316	-882	-270	-684	360	-1075	-309	-525	376	-1186	-322	-445
perdas	306	-576	-17	-701	393	-682	-69	-594	448	-738	-97	-542
sa	789	+213	-676	-1377	901	+219	-772	-1366	939	+201	-805	-1347

#### Observações

##### 1) Seção no 1/2 do vão (S6):

O bordo inferior apresenta uma tensão de tração de  $20\text{kg/cm}^2$  que podemos adotar como um limite para que não se façam outras verificações quanto à fissuração e apenas dimensionar-se o aço doce para esta cunha de tração.

O bordo superior está com uma tensão de  $135\text{kg/cm}^2$  que é um pouco superior a  $(f_{ck}/2 = 130\text{kg/cm}^2)$ , logo vemos que devido a perda lenta ter sido estimada em  $250\text{t/m}^2$  e o valor real ser  $448\text{t/m}^2$  conduziu a que esta seção ficasse no limite tanto nos bordos superior e inferior, já que não podemos conseguir mais excentricidade).

$$W_i \geq \frac{236,6}{2/3 \times 2600 - 448} \geq 0,18\text{m}^3$$

logo recomenda-se adotar um fck maior para não desrespeitar o limite; então adotaremos  $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$ .

– novo  $W_i$  limite

$$W_i \geq \frac{236,6}{\frac{2}{3} \times 3000} \geq 0,15 \text{ m}^3$$

### 2) Seção S5

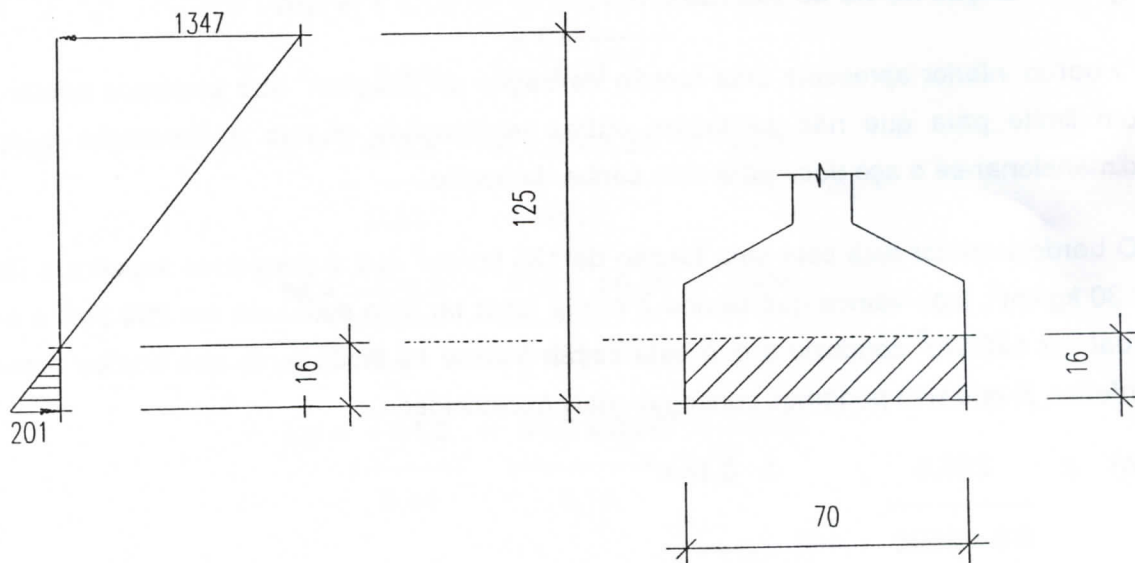
Esta seção tem as mesmas observações feitas na seção S6, porém com a possibilidade de aumentar-se o valor da excentricidade um pouco, para que o bordo inferior diminua a tração de  $22 \text{ kg/cm}^2$  e também diminua a compressão de  $137 \text{ kg/cm}^2$  no bordo superior. Este valor pode variar de  $e = 0,51 \text{ m}$  até  $0,56 \text{ m}$ , onde as tensões de protensão teriam valores próximos dos da seção S6.

### 3) Outras seções - S3, S4

Válidas as observações da seção S5.

4) As tensões de protensão no bordo inferior na fase pp + protensão devem estar limitadas a  $\frac{2}{3} f_{ck} = 173 \text{ kg/cm}^2$ , onde a maior compressão nesta etapa foi de  $156 \text{ kg/cm}^2$  na seção S6.

#### 4.2.f) Cunha de Tração Seção S6.



$$F = \frac{201 \times 0,7 \times 0,16}{2} = 11,26t$$

$$S_f = \frac{F D}{f_y D} = \frac{1,4 \times 11,26}{4,35} = 3,6\text{cm}^2 \quad 5 \text{ ferros de } 10 \text{ mm}$$

#### 4.2.g) Estados Limite Último

No estado da arte atual as peças de concreto armado e de concreto protendido têm o mesmo tratamento no estado limite último, sendo tratadas como concreto estrutural.

Podemos fazer o mesmo dimensionamento através deste estado limite último, porém admitimos que didaticamente é mais visível fisicamente, para os iniciantes no tema, o modo de predimensionar a peça de concreto protendido no estado elástico. A partir desta visão poder-se-á percorrer o dimensionamento de uma peça qualquer em um estado qualquer de fissuração no ELU com uma visão melhor deste comportamento.

No caso presente de uma viga normalmente armada podemos de um modo prático tirar partido imediato das tabelas usuais de flexão no ELU para fazermos a verificação desta peça, já que o predimensionamento foi feito no ELU de utilização.

Utilizaremos as tabelas do prof. Ernani Diaz.

- Momento Último:

$$M_D = 1,4 (129,3 + 67,6 + 169,0) = 512,3\text{mt}$$

- Verificação do concreto:

$$k_{MD} = \frac{M_D}{b d^2 f_{cD}} = \frac{512,3}{1,1 \times 1,15^2 \times 3000} = 0,16$$

1,4

Como este valor está abaixo de 0,26 que indica o limite do início das vigas super armadas podemos concluir que o concreto está bem.

$$k_x = 0,26' \Rightarrow x = k_x \times d = 0,26 \times 1,15 = 0,30$$

Porém com a linha neutra à 30 cm do bordo superior é maior do que a espessura da mesa de compressão, devemos verificar um novo  $k_{MD}$  para a viga absorvendo parte pela mesa e o restante da flexão pela alma.

$$M_{SD} = M_{SDa} + M_{SDb}$$

$$N_{cDa} = 0,85 f_{cD} \times hf \times (a - b)$$

$$M_{SDa} = N_{cDa} \times (d - hf/2)$$

$$M_{SDb} = M_{SD} - M_{SDa}$$

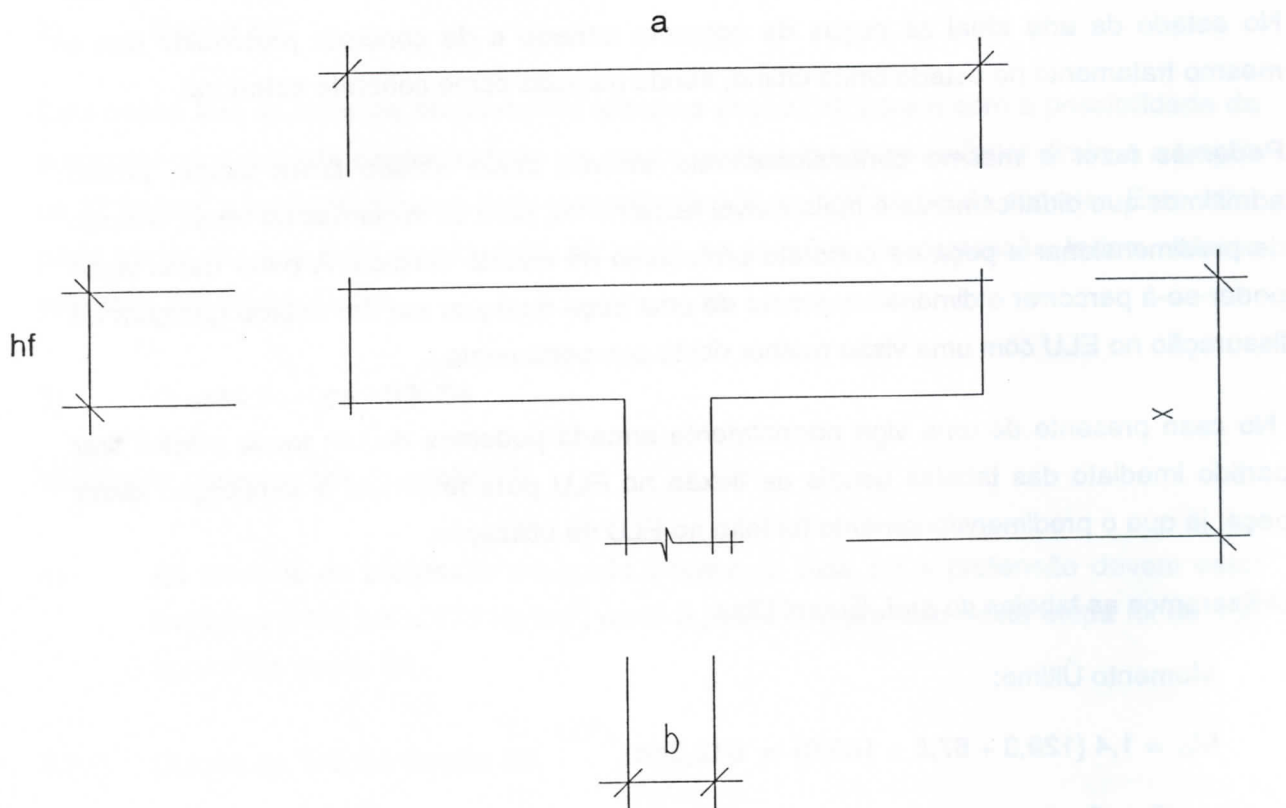


FIG.13

logo no nosso caso teremos:

$$N_{cDa} = 0,85 \times \frac{3000 \times 0,225 \times 0,95}{1,4} = 389,3 \text{ t}$$

$$M_{cDa} = 389,3 \times (1,15 - 0,085) = 414,6 \text{ mt}$$

$$M_{cDb} = 512,3 - 414,6 = 97,7 \text{ mt}$$

- Verificação do momento  $M_{cDb}$  para a alma

$$k_{MD} = \frac{M_{cDb}}{b d^2 f_{cD}} = \frac{97,7}{0,15 \times 1,15^2 \times 3000} = 0,23 < 0,26 \text{ OK}$$

1,4

$$k_x = 0,40 \Rightarrow x = 0,4 \times 1,15 = 0,46$$

$$k_x = 0,833 \Rightarrow z = 0,833 \times 1,15 = 0,96$$

com o concreto verificado podemos ver agora a armação:

- Armação necessária:

$$\Delta s = \frac{N_{cDa} + M_{cDb}/z}{f_{sD}}$$

A tensão  $f_{sD}$  é a tensão no aço de protensão no instante da ruptura, logo esta tensão terá duas parcelas advindas da deformação ocorrida.

$$\epsilon_{sD} = \epsilon_{sa} + \epsilon_s$$

$\epsilon_{sa}$  - é o pré-alongamento ocorrido no aço de protensão

$\epsilon_s$  - é a deformação do aço na seção para a verificação feita no ELU

$$\epsilon_{sa} = \frac{\sigma_{sa}}{E_A} = \frac{11017}{1.980.000} = 5,6 \times 10^{-3}$$

$\sigma_{sa}$  - tensão no aço depois das perdas = 11.017 kg/cm<sup>2</sup>

$\epsilon_s$  - na tabela de flexão = 5,2 x 10<sup>-3</sup>

$$\epsilon_{sD} = 10,8 \times 10^{-3}$$

que na curva tensão x deformação do aço de protensão fornece  $f_{sD} = 12,6 \text{ t/cm}^2$

$$\Delta_s = \frac{389,3 + 97,7/0,96}{13,2} = 37,2\text{cm}^2 > 35\text{cm}^2 \text{ existente}$$

logo necessitamos de:  $(37,2 - 35,0) \times 13,2 = 29,0 \text{ t}$

aço doce complementar:  $\frac{29,0}{4,35} = 6,7\text{cm}^2$

adotado 8 Ø 10.

### 4.3) Estudo de uma seção ao cisalhamento

Vamos apresenta o cálculo de uma seção ao cisalhamento no ELU

Na seção do apoio têm-se:

	Q (t)
pp	19,9
sp	10,4
sa	26,0

- Cortante de protensão

Inclinação do cabo médio =

$$\alpha = (4,4 + 4,0 + 3,1 + 1,8 + 0,9) / 5 = 2,8 \text{ graus}$$

- Tensão média nos cabos após todas as perdas na seção S1 =  $11196 \text{ kg/cm}^2$

- Cortante de protensão:

$$N_p = S_a \times \sigma_a = 5 \times 7 \times 1,0 \times 11,196 = 391,9 \text{ t}$$

$$V_p = N_p \times \text{sen } \alpha = - 391,9 \times \text{sen } 2,8 = - 19,1 \text{ t}$$

- Cálculo da armação de estribo:

$$V_{RD} = V_D - V_{PD}$$

$$V_D = 1,4 \times (V_g \pm V_q)$$

$$V_D = 1,4 \times (19,9 + 10,4 + 26,0) = 78,8 \text{ t}$$

$$V_{PD} = 0,9 V_P = 0,9 \times -19,1 = -17,2 \text{ t}$$

$$V_{RD} = 78,8 - 17,2 = 61,6 \text{ t}$$

$$\tau_{WD} = \frac{V_{RD}}{b_w d} =$$

$$\therefore b_w = b - 2/3 \Sigma \emptyset = 0,15 - 2/3 \times 0,05 = 0,12 \text{ m}$$

$$\tau_{WD} = \frac{61,6}{0,12 \times 1,15} = 446 \text{ t/m}^2 \leq 0,25 f_{cD} = 5,4 \text{ MPa}$$

ou            4,5 MPa OK

a compressão na biela está verificada.

Cálculo da armadura:

$$\varphi_{WM} = \frac{1,15 \tau_{WD}}{f_{yD}} = \frac{1,15 \times 446}{43500} = 11,8 \times 10^{-3}$$

$\varphi_{WU} = \eta \varphi_{WM}$  com valor  $\eta$  redutor compreendido entre 0 e 1 e nos casos normais  $\sim 0,7$ .

$$\varphi_{WU} = 8,2 \times 10^{-3}$$

$$\Delta_{st} = \varphi_{WU} \times t \times b_w = 8,2 \times 10^{-3} \times 100 \text{ cm} \times 12 \text{ cm} = 9,9 \text{ cm}^2$$

fornecendo estribo de  $\emptyset 10$  a cada 15cm.

$$f_{wmin} = 0,147\% \times t \times b_w = 1,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### 5) Índices da peça de concreto protendido

- Volume de concreto =  $0,61 \times 26,0 = 15,9 \text{ m}^3$
- Forma =  $(2 \times 1,84 + 0,7) \times 26,0 + 2 \times 0,61 = 115 \text{ m}^2$
- Aço duro =  $5 \times 7 \times 0,792 \text{ kg/ml} \times 26,0 \text{ m} = 720 \text{ kg}$
- Aço doce =

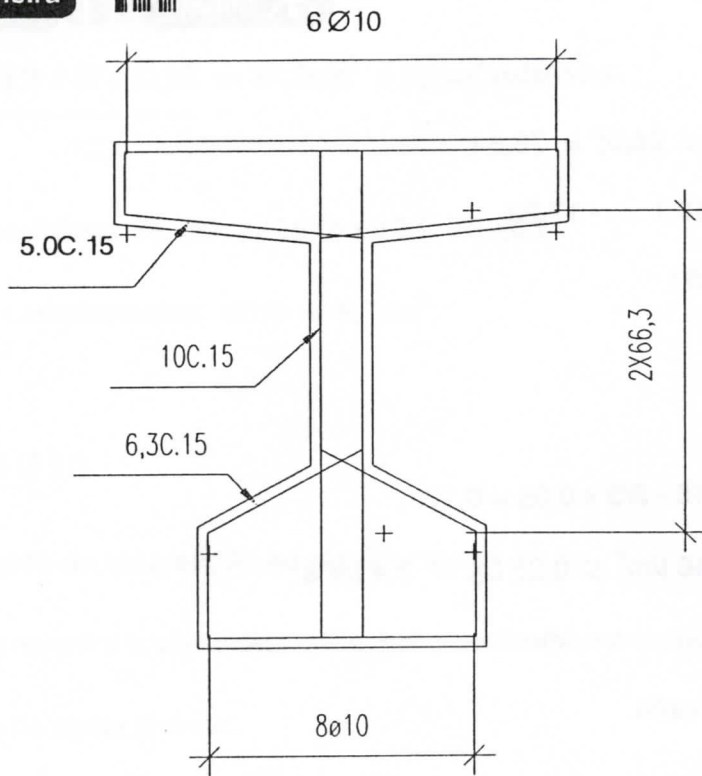


FIG.14

- 14 Ø 10 - 28,0m
- 12 Ø 6.3 - 28,0m
- 173 Ø 5.0 - 2,6m
- 173 Ø 6.3 - 2,0m
- 173 Ø 10 - 2,8m

Ø 10	- 876,4m	- 548 kg
Ø 63	- 682,0m	- 170 kg
Ø 50	- 450,0m	- 70 kg
		788 kg

- Forma =  $115/15,9 = 7,2\text{m}^2/\text{m}^3$
- Aço duro =  $720/15,9 = 45,0\text{ kg}/\text{m}^3$
- Aço doce =  $788/15,9 = 50,0\text{ kg}/\text{m}^3$

BIBLIOTECA  
 Concreto Engenharia Ltda.  
 Av. General Artur Carvalho, 368  
 Iurú  
 São Luís(MA) 15 / 02 / 02