



Dimensionamento da armadura longitudinal em seções de peças protendidas

➤ Dr. Roberto Chust Carvalho1

Cálculo Da Armadura longitudinal

- Diferentemente do concreto armado, o dimensionamento da armadura longitudinal em concreto protendido
- requer verificações intrínsecas ao processo
- *Verificação em vazio (Protensão e peso próprio)*
- Verificações em serviço (mais rigorosas que as de concreto armado)
- Estado de Descompressão

- A quantidade de armadura longitudinal muda bastante com as condições estabelecidas nas verificações em serviço (CAA).
 - É preciso entender que os valores limites destas situações (principalmente as de fissuração) que foram alterados na edição da atual NBR6118:2007 podem ser novamente alterados em um futuro próximo, na medida que estudos sobre a durabilidade forem se desenvolvendo.
 - A geometria da seção transversal é determinante no valor encontrada para a armadura longitudinal.
- Este é muitas vezes o caso da pré-moldagem e principalmente no caso das seções compostas.
 - Neste tipo de peça a verificação de tensões acaba sendo fundamental no detalhamento. Dependendo do tipo de protensão (limitada ou completa) devem ser usados cabos em regiões que tracionadas no tempo inicial são posteriormente sujeitas à compressão.
- Muitas possibilidades de detalhamento como o uso simultâneo de armadura ativa e passiva mudando o que se chama de "grau de protensão".
- Porém as verificações de fissuração previstas na norma Brasileira muitas vezes inviabilizam esta possibilidade.

- Caso singular: o da laje alveolar.
- Não possui armadura transversal e, portanto além das condições expostas no quadro 1 deve-se somar a elas as condições de tensões de cisalhamento (que podem ser impedidas com mais armadura longitudinal ou protensão)
- Elliott (2002),

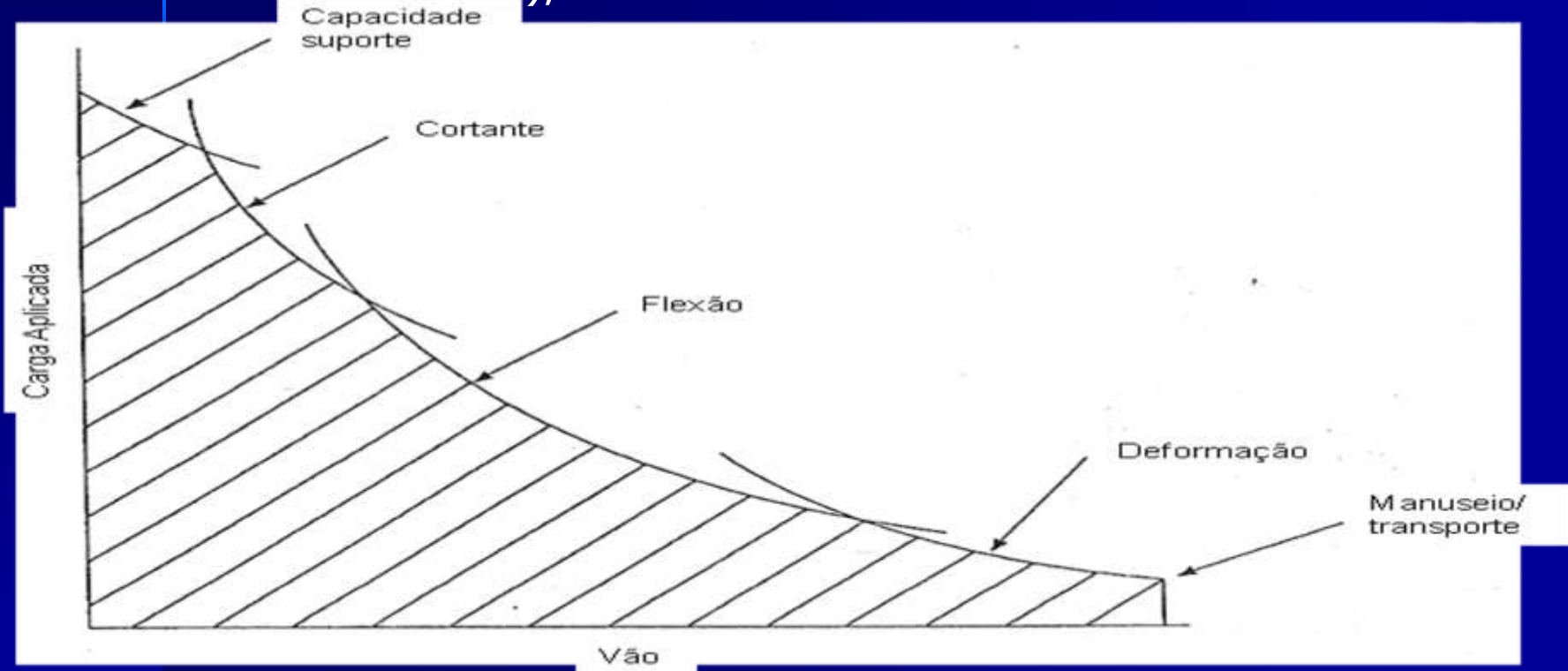


Figura 1: Situações críticas variando conforme carga aplicada e vão

(fonte: Elliott, 2002).

ROBERTO CHUST CARVALHO IE

Conceitos Gerais e Efeitos da Protensão

Protensão

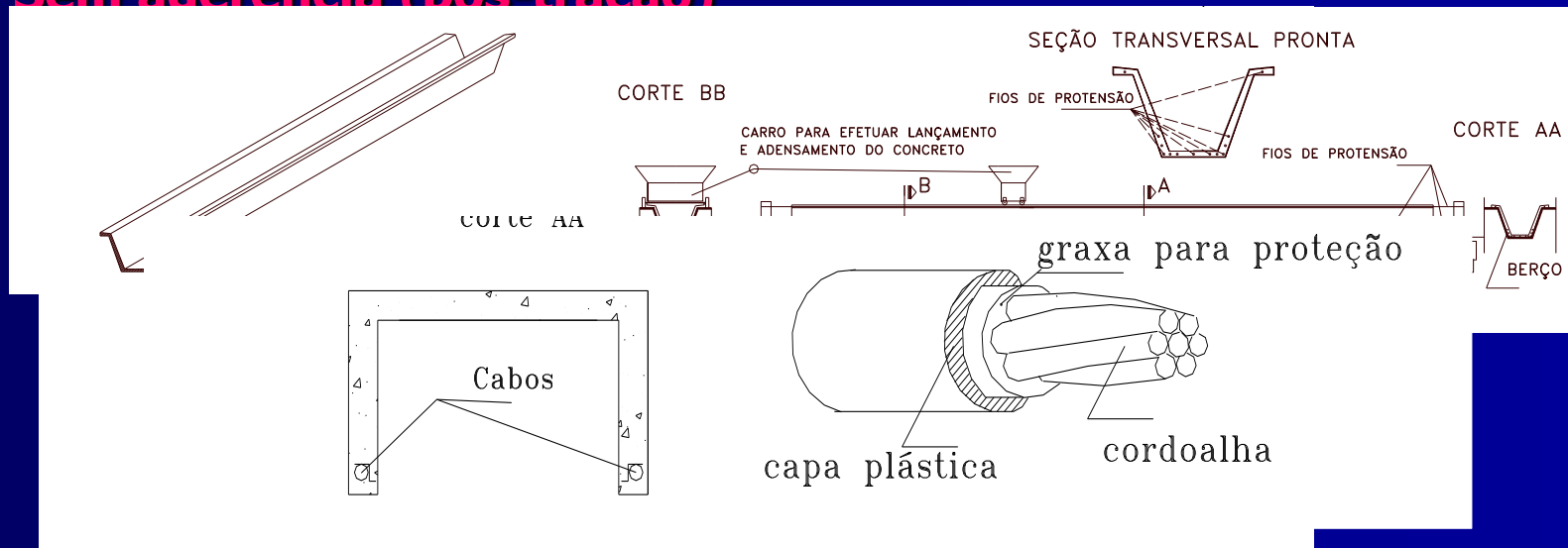
Uma classificação que pode ser adotada é quanto a sua aderência, entre a armadura e o concreto.

Determinando três tipos distintos:

Aderência Inicial (pré-tração)

Aderência Posterior (pós-tração)

Sem aderência (pós-tração)



Quadro 1 Verificações para a determinação da quantidade da armadura longitudinal

		TEMPO ZERO- verificação em vazio
	ELU	
		TEMPO INFINITO
verificações nas quais a quantidade de armadura longitudinal afeta diretamente		
		FISSURAÇÃO
	ELS	
		DEFORMAÇÃO EXCESSIVA

Cálculo da armadura longitudinal

Concreto Armado

Cálculo no ELU (colapso)

Verificação no ELS (fissura)

Concreto Protendido

Cálculo no ELU (colapso)

Verificação no ELS (fissura)

Verificação em Vazio ($t=0$)

Cálculo da armadura longitudinal

Concreto Armado

Cálculo no ELU (colapso)

Verificação no ELU (fissura)

O que é determinante o ELU ou ELS?

Qual é o melhor ?

PETRUCELLI (2009) no seu trabalho—laje alveolar— usou a primeira maneira (iniciou pelo ELU) enquanto

INFORSATO (2009) —vigas pré compostas - iniciou seu dimensionamento usando o ELS.

Coincidentemente, ou não, as condições escolhidas foram respectivamente as determinantes no cálculo de ambos.

Concreto Protendido

Cálculo no ELU (colapso)

Verificação no ELS (fissura)

Verificação em Vazio ($t=0$)

Concreto Protendido

Cálculo no ELS (fissura)

Verificação no ELU (colapso)

Verificação em Vazio ($t=0$)

3. Roteiros para determinação de armadura longitudinal em peças com pós-tração e pré-tração.

CARVALHO (2010)

e são apenas indicativos, pois como todo projetista de protendido sabe para uma mesma peça há, em geral, diversas soluções possíveis

3.1 Roteiro para determinação de armadura longitudinal em peças com pós-tração
todos os cabos podem ser representados por um único fictício
obtido através da união do centro de gravidade de todos os demais.
A este cabo dá-se o nome de cabo representante.

Memorial para a determinação do número de cabos

- 1) **Esquema estrutural;**
- 2) **Sistema e unidades de protensão; informações gerais;**
- 3) **Cálculo das perdas imediatas do cabo representante;**
- 4) **Cálculo das perdas ao longo do tempo do cabo representante;**
- 5) **Cálculo do número de cabos necessários levando em conta o estado limite último;**
- 6) **Detalhamento dos cabos na seção transversal;**
- 7) **Verificação dos estados de fissuração;**
- 8) **Traçado dos cabos e**
- 9) **Cálculo e verificações considerando todos os cabos definidos**

3.2 Roteiro para determinação de armadura longitudinal em peças com pré-tração

Um roteiro simplificado para a determinação da armadura longitudinal do meio do vão de uma pré-fabricada pode ser colocado como:

- 1) **Cálculo da armadura A_p (ativa) no ELU no tempo "infinito" (ou seja, considerando decorridas todas as perdas de protensão).**
- 2) **Verificação do ELU no tempo "zero" (em vazio) com o valor de A_p só com as perdas imediatas. Não havendo tração pode-se ir para o item 5;**
- 3) **Verificação da ruptura (em vazio). Caso as duas condições de tração e de compressão estejam atendidas ir para o item 7, caso haja compressão excessiva mudar a seção; Havendo tração há várias possibilidades descritas;**
- 4.1) **Diminuir a armadura de protensão e calcular uma armadura complementar de tração passiva A_s (armadura ativa fica com). Ainda assim haverá duas situações a escolher sem tração – descompressão- e outra com tração (neste caso sendo necessária a colocação de $A's$);**
- 4.2) **Colocação de cabos na fibra oposta a protensão que combate a flexão .Considera-se que na fibra oposta a colocação da armadura principal de protensão. Se não for considerada a descompressão pode ser necessário o uso de armadura passiva de controle;**
- 5) **Cálculo das perdas;**
- 6) **Verificação de fissuração;**
- 7) **Detalhamento na seção transversal e**
- 8) **Verificação de retirada de aderência dos cabos ao longo da viga.**

Cálculo e Verificação do ELU na Flexão

Verificação no tempo zero

Particularidade dos elementos protendidos

NBR6118:2007 item 17.2.4.3.2

- Verificação no Estádio I: concreto não fissurado e comportamento elástico dos materiais.

$$\sigma_c \leq 0,70 \times f_{ckj} \left\{ \begin{array}{l} \gamma_p = 1,1 \text{ Pós-tração} \\ \gamma_p = 1,0 \text{ Pré-tração} \end{array} \right.$$

$$\sigma_t \leq 1,2 \times f_{ctm} \quad \text{utilização de armadura ativa ou passiva}$$

$$\sigma_t = 0 \quad \text{não necessita de armadura}$$

- Para o caso de armadura de tração esta deve ser calculada no Estádio II

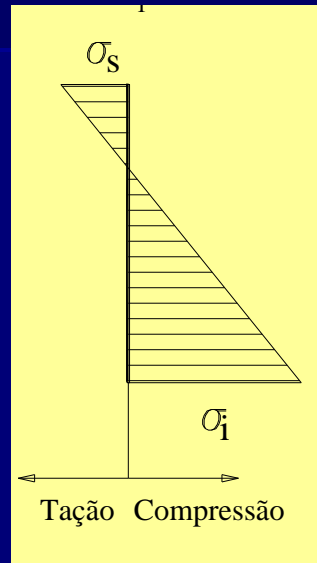
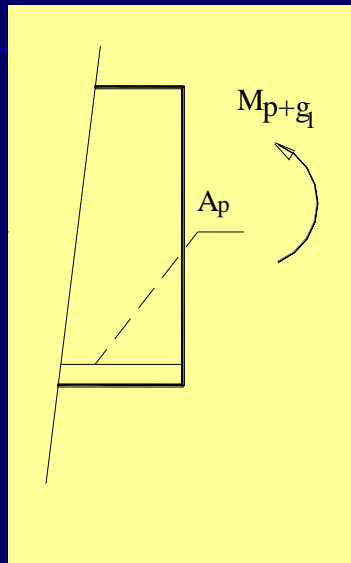
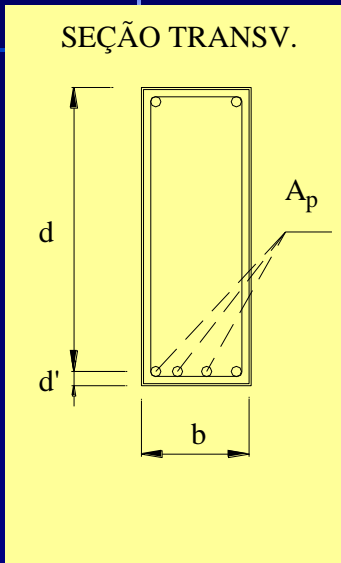
$$\sigma_t \leq 150MPa \quad \text{para fios ou barras lisas}$$

$$\sigma_t \leq 250MPa \quad \text{para barras nervuradas}$$

Verificação em Vazio

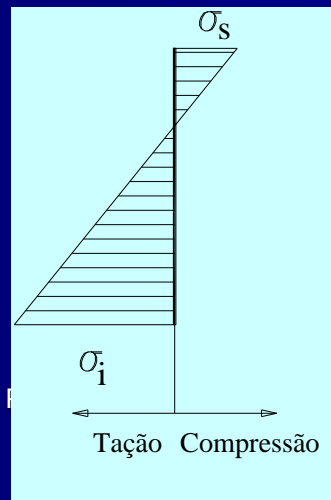
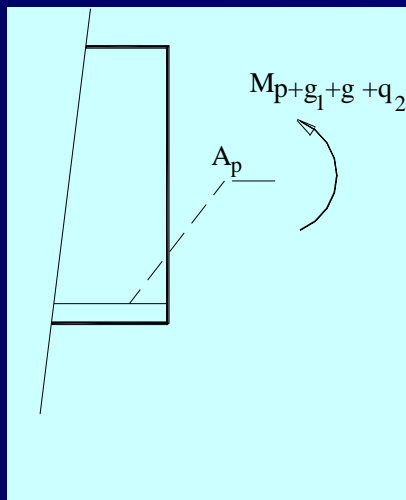
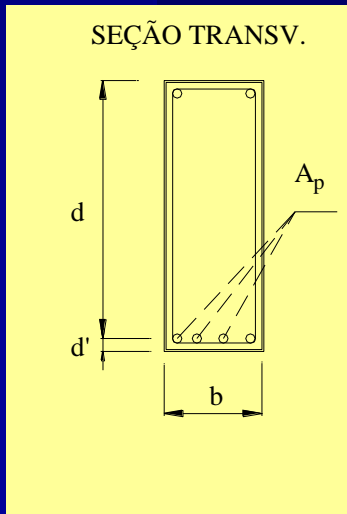
Evitar um excesso de protensão.

Evitar tração em região que posteriormente deverá trabalhar comprimida



Tração fibra superior

Compressão fibra inferior



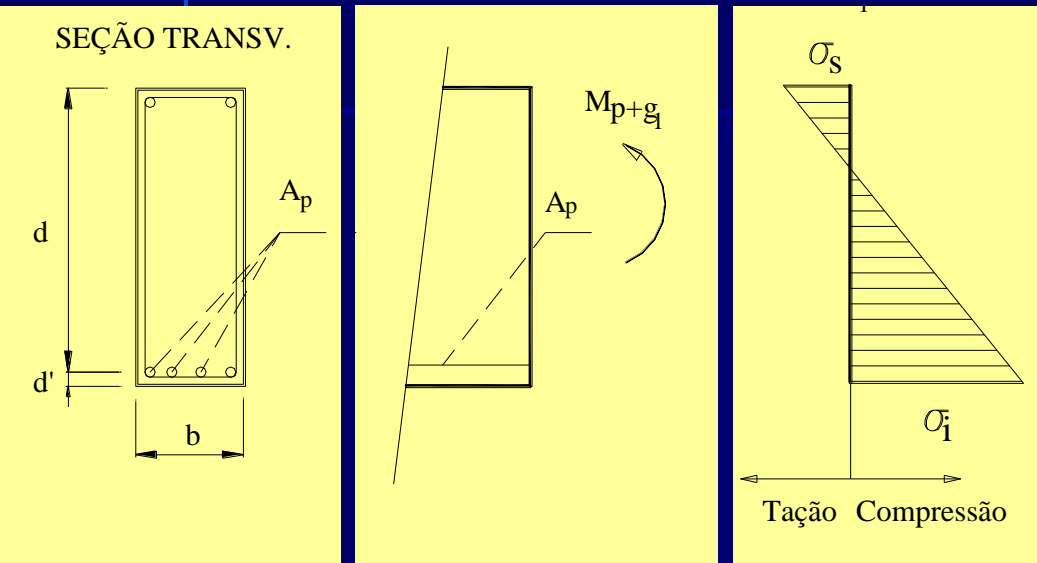
Compressão fibra superior

Tração fibra inferior

Verificação em Vazio

Evitar um excesso de protensão.

Evitar tração em região que posteriormente deverá trabalhar comprimida



Existem duas possibilidades no caso da tensão atuante

Descompressão < Tensão atuante < compressão excessiva

Não é preciso

usar armadura

Formação de fissuras < Tensão atuante < compressão excessiva

É preciso armadura para

controlar fissuração

ROBERTO CHUST CARVALHO IE

Desta forma calculado A_p é preciso verificar se é necessário usar a_s ou A_p

Cálculo e Verificação do ELU na Flexão no tempo infinito

Hipótese para Cálculo

- As seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- Concreto e armaduras (ativa ou passiva) apresentam os mesmos valores de deformação;
- Total aderência entre concreto e armaduras;
- Para armaduras não aderentes (cordoalhas engraxadas);

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{100 \times \rho_p}$$

vão/altura ≤ 35 e $f_{ck} \leq 420$ MPa

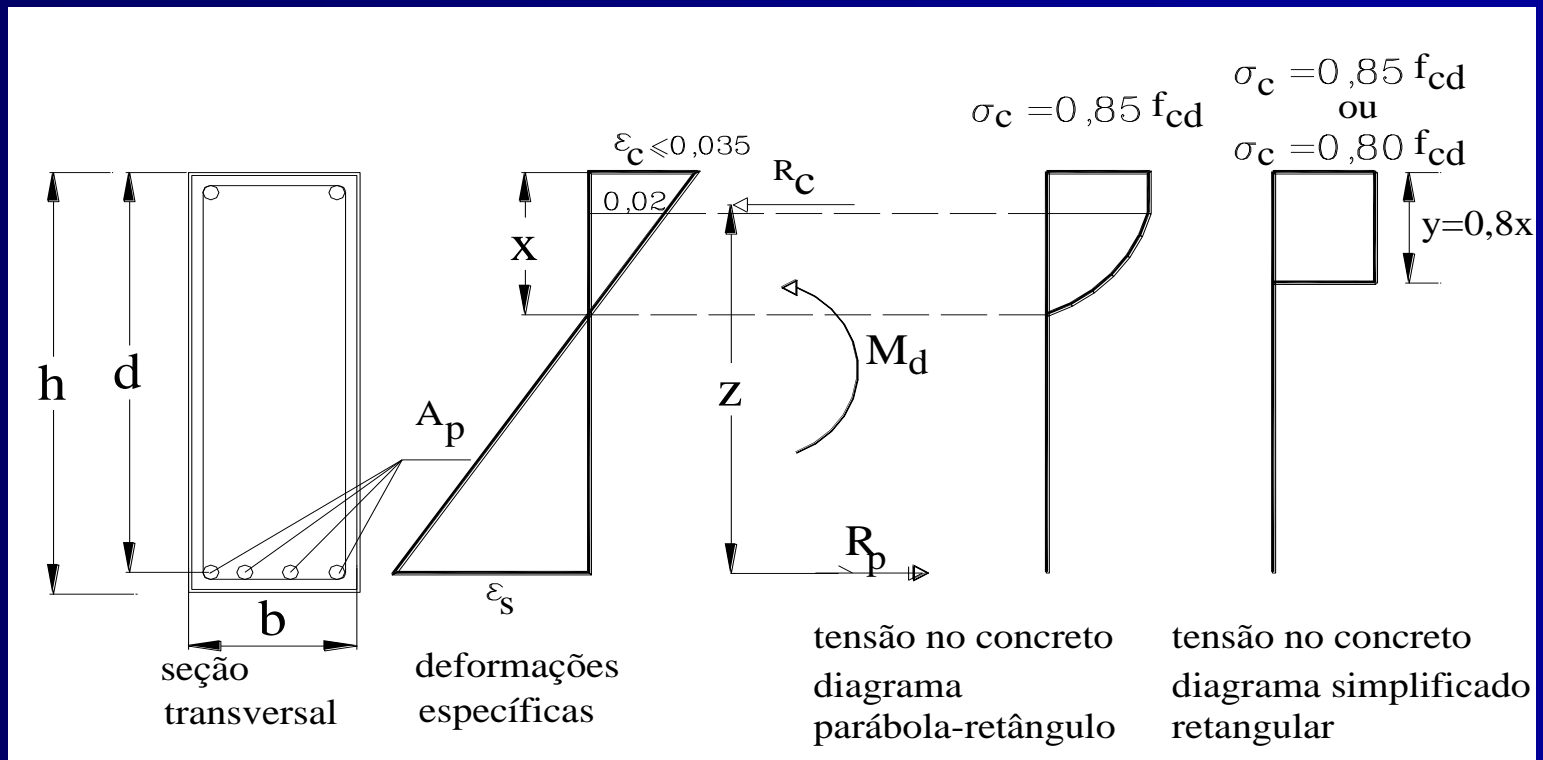
$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{300 \times \rho_p}$$

vão/altura > 35 e $f_{ck} \leq 210$ MPa

Capítulo 4 – Cálculo e Verificação do ELU na Flexão

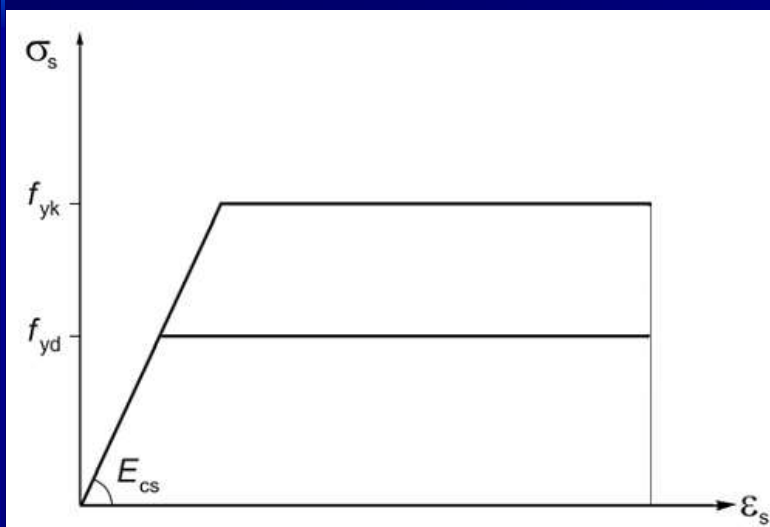
Hipótese para Cálculo

- As tensões de tração do concreto, normais a seção transversal podem ser desprezadas;
- Tensões no concreto segue o diagrama parábola-retângulo;



Hipótese para Cálculo

Tensões na armadura passiva



Tensões na armadura ativa

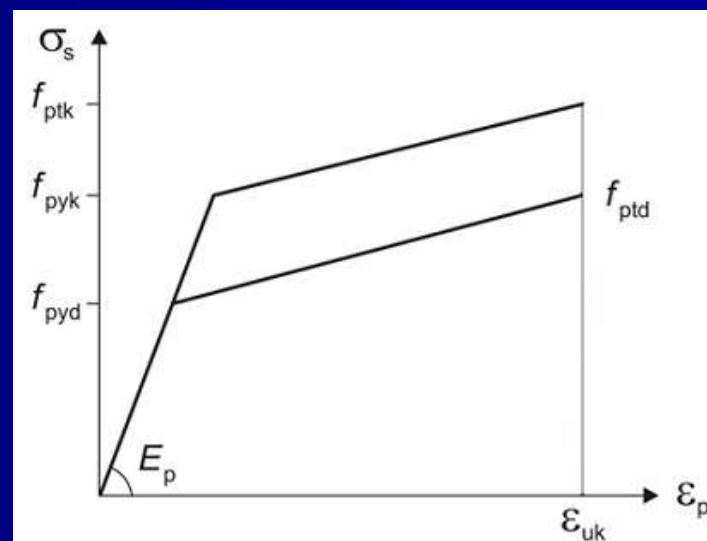


Tabela adaptada
de Vasconcelos

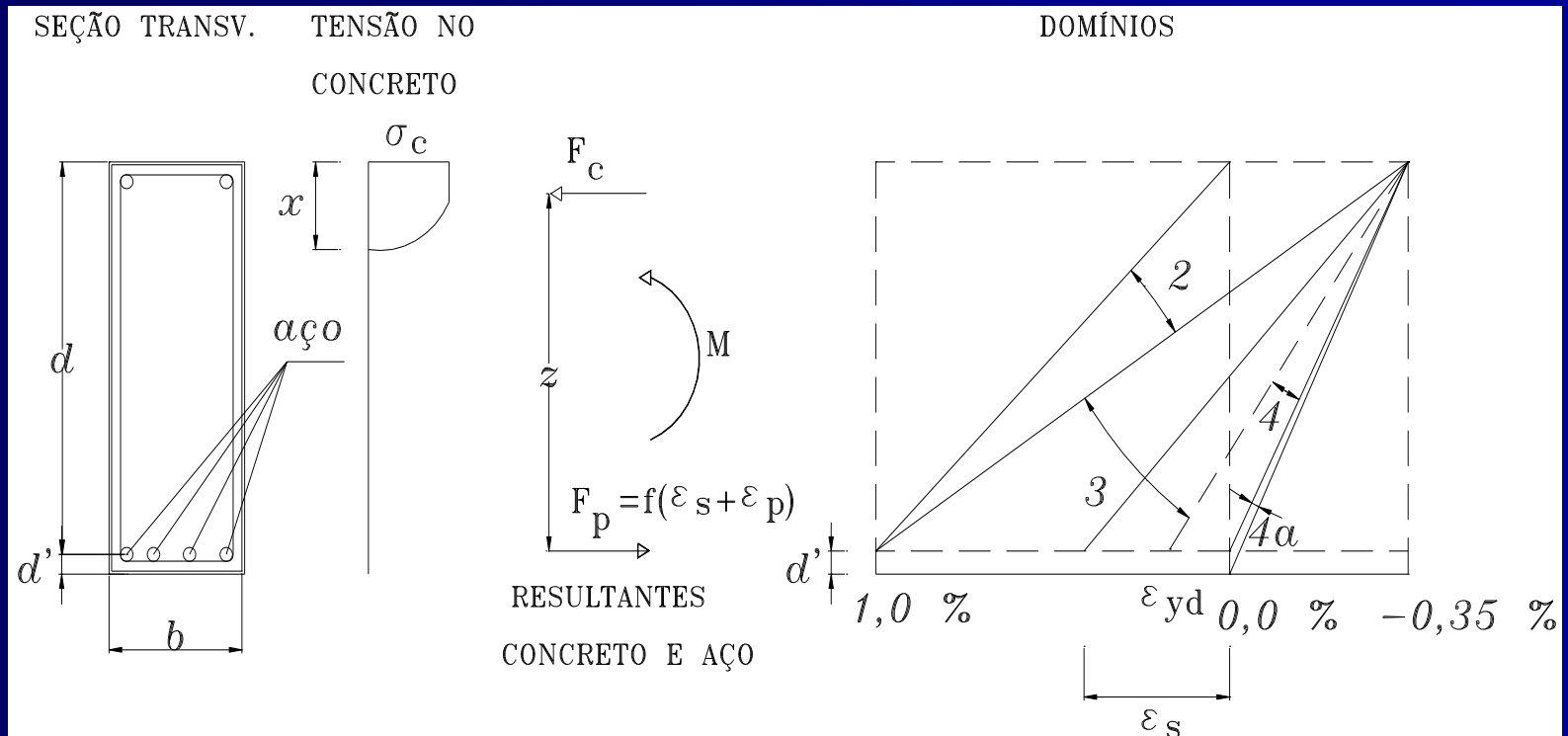
$\epsilon(\text{‰})$	5,25	6,794	7,438	8,167	9,000	9,962	10,00	12,50	15,00	17,5
CP175	1025	1264	1316	1344	1365	1368	1368	1378	1388	1397
CP190	1025	1314	1411	1459	1482	1486	1486	1496	1507	1517

$\epsilon(\text{‰})$	20,00	22,50	25,00	27,5	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00
CP175	1407	1416	1426	1436	1445	1455	1464	1474	1484
CP190	1527	1538	1548	1559	1569	1579	1590	1600	1611

Capítulo 4 – Cálculo e Verificação do ELU na Flexão

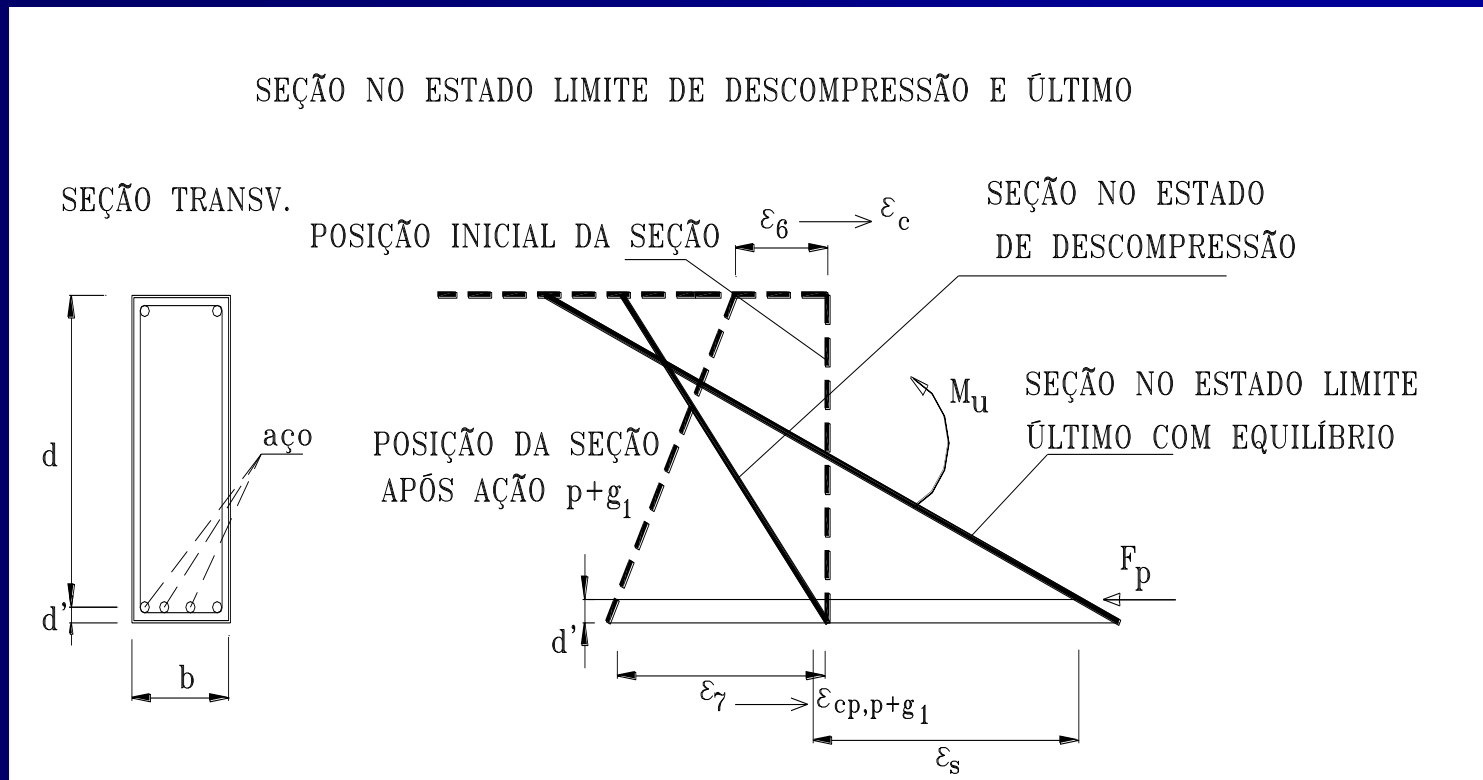
Hipótese para Cálculo

O estado limite último fica caracterizada por (ϵ_c) e (ϵ_s) , que com o casos possíveis de distribuição das deformações do concreto e do aço na seção transversal definem os domínios de deformação,



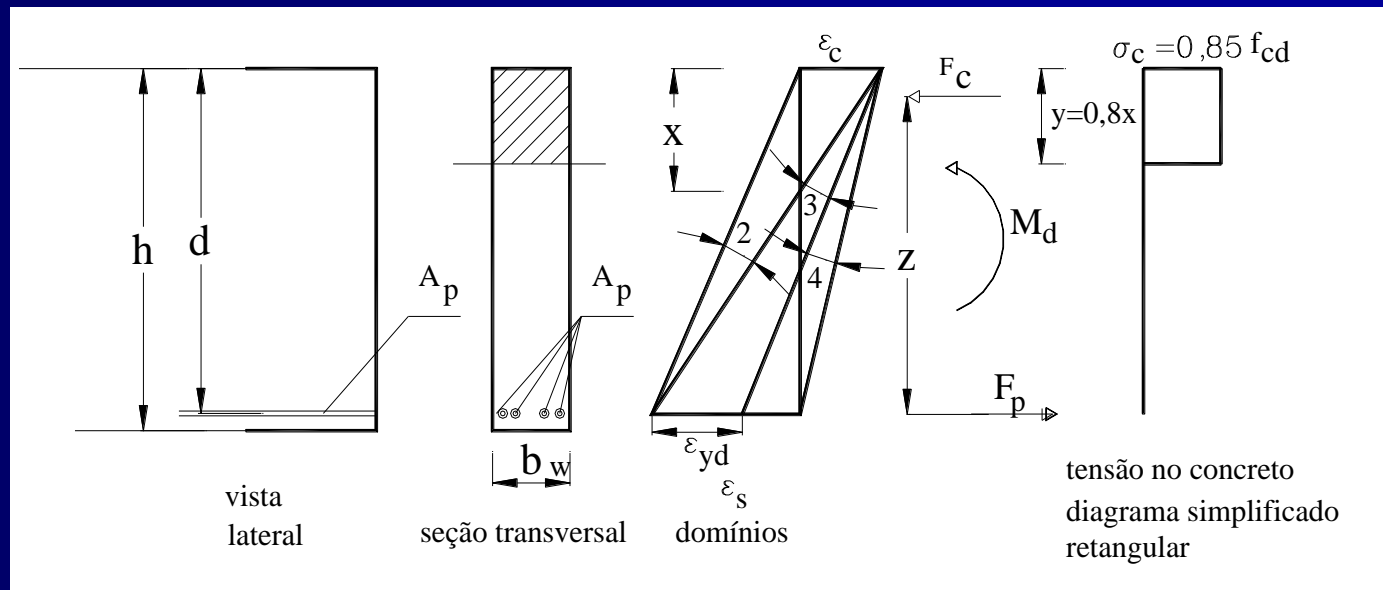
Tensão na Armadura Ativa

- Deformação devido a protensão
- Deformação devido ao peso próprio
- Deformação de descompressão
- Deformação no ELU até o equilíbrio



Dimensionamento no tempo infinito

Seção Retangular



Equilíbrio das forças: $\sum F = 0 \rightarrow F_p - F_c = 0 \rightarrow F_p = F_c$

Equilíbrio dos momentos: $\sum M = M_d \rightarrow M_d = F_c \times z$ e $M_d = F_p \times z$

Dimensionamento no tempo infinito

Equacionamento:

$$F_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot x$$

$$z = d - 0,4 \cdot x$$

$$M_d = F_c \cdot z$$

$$M_d = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot x \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

$$M_d = b_w \cdot f_{cd} \cdot 0,68 \cdot x \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

$$M_d = 0,68 \cdot x \cdot (d - 0,272 \cdot x) \cdot b_w \cdot f_{cd}$$

$$F_p = \frac{M_d}{z}$$

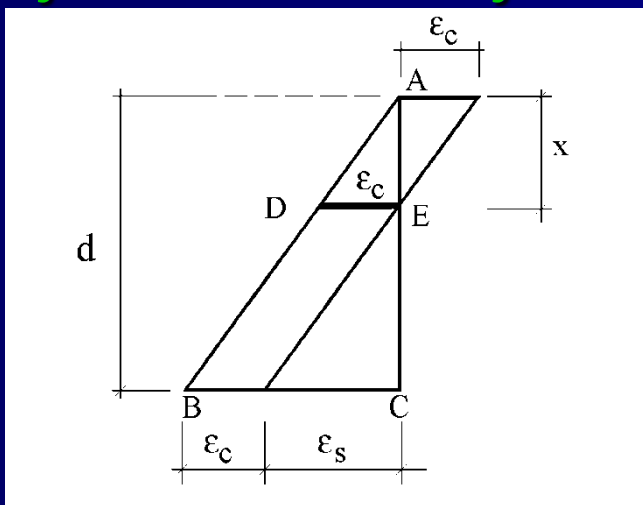
$$\sigma_{pd} = \frac{F_p}{A_p} \Rightarrow \therefore F_p = \sigma_{pd} \times A_p$$

$$A_p = \frac{M_d}{z \cdot \sigma_{pd}}$$

– Cálculo e Verificação do ELU na Flexão

Dimensionamento no tempo infinito

Relação entre deformações:



$$\frac{x}{\varepsilon_c} = \frac{d}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \rightarrow \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s}$$

Equação desprezando a descompressão

CARVALHO e FIGUEIREDO (2007)

$$M_d = F_c \cdot z = (0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot x) (d - 0,4 \cdot x) = b_w \cdot f_{cd} \cdot 0,68 \cdot x \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

$$\frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{(0,68 \cdot x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) b_w \cdot f_{cd}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \left(0,68 \cdot \frac{x}{d} - 0,272 \cdot \frac{x^2}{d^2} \right)$$

$$KMD = 0,68 \cdot (KX) - 0,272 \cdot (KX)^2$$

– Cálculo e Verificação do ELU na Flexão

Dimensionamento no tempo infinito

Com a expressão adimensional podemos determinar A_p

$$z = d - 0,4 \cdot x$$

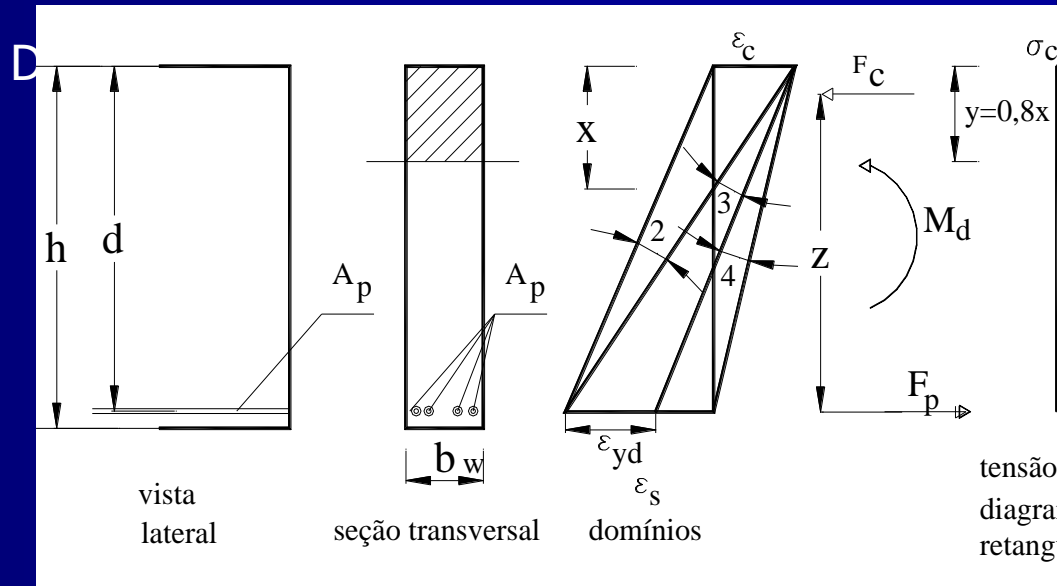
$$\frac{z}{d} = \frac{d - 0,4 \cdot x}{d} = 1 - 0,4 \cdot \frac{x}{d}$$

Temos:

$$KZ = 1 - 0,4 \cdot KX$$

$$A_p = \frac{M_d}{z \cdot \sigma_{pd}}$$

$$z = KZ \times d$$



$$A_p = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot \sigma_{pd}} \text{ ARVALHO}$$

$$KX = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s}$$

$$KMD = 0,68 \cdot (KX) - 0,272 \cdot (KX)^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_s}$$

a equação anterior contém apenas termos adimensionais, e KX só pode variar de 0 a 1 (x = 0 e x = d):

TABELA 6.2. Valores para cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares

KMD	KX	KZ	EC	ES
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,0000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,0000
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,0000
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,0000
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,0000
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,0000
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,0000
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,0000
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,0000
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,0000
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,0000
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,0000
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,0000
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,0000
0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,0000
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,3106
0,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204
0,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793
0,2050	0,3506	0,8597	3,5000	6,4814
0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,2150	0,3714	0,8515	3,5000	5,9255
0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,2350	0,4143	0,8343	3,5000	4,9496
0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,2550	0,4594	0,8162	3,5000	4,1181
0,2600	0,4711	0,8115	3,5000	3,9287
0,2650	0,4830	0,8068	3,5000	3,7459
0,2700	0,4951	0,8020	3,5000	3,5691
0,2750	0,5074	0,7970	3,5000	3,3981
0,2800	0,5199	0,7921	3,5000	3,2324
0,2850	0,5326	0,7870	3,5000	3,0719
0,2900	0,5455	0,7818	3,5000	2,9162
0,2950	0,5586	0,7765	3,5000	2,7649
0,3000	0,5721	0,7712	3,5000	2,6179
0,3050	0,5858	0,7657	3,5000	2,4748
0,3100	0,5998	0,7601	3,5000	2,3355
0,3150	0,6141	0,7544	3,5000	2,1997
0,3200	0,6287	0,7485	3,5000	2,0672
0,3300	0,6590	0,7364	3,5000	1,8100
0,3400	0,6910	0,7236	3,5000	1,5652
0,3500	0,7249	0,7100	3,5000	1,3283
0,3600	0,7612	0,6955	3,5000	1,0983
0,3700	0,8003	0,6799	3,5000	0,8732
0,3800	0,8433	0,6627	3,5000	0,6506

TABELA 6.2. Valores para cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares

KMD	KX	KZ	EC	ES
,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000
,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000
,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,0000
,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000
,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000
,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,0000
,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000
,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,0000
,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000
,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000
,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000
,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000
,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,0000
,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000
,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000
,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,0000
,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,0000
,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,0000
,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,0000
,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,0000
,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,0000
,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,0000
,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,0000
,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,0000
,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,0000
,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,0000
,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,3106
,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662
,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204
,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919

KMD	KX	KZ	EC	ES
0,2050	0,3506	0,8597	3,5000	6,4814
0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,2150	0,3714	0,8515	3,5000	5,9255
0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,2350	0,4143	0,8343	3,5000	4,9496
0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,2550	0,4594	0,8162	3,5000	4,1181
0,2600	0,4711	0,8115	3,5000	3,9287
0,2650	0,4830	0,8068	3,5000	3,7459
0,2700	0,4951	0,8020	3,5000	3,5691
0,2750	0,5074	0,7970	3,5000	3,3981
0,2800	0,5199	0,7921	3,5000	3,2324
0,2850	0,5326	0,7870	3,5000	3,0719
0,2900	0,5455	0,7818	3,5000	2,9162
0,2950	0,5586	0,7765	3,5000	2,7649
0,3000	0,5721	0,7712	3,5000	2,6179
0,3050	0,5858	0,7657	3,5000	2,4748
0,3100	0,5998	0,7601	3,5000	2,3355
0,3150	0,6141	0,7544	3,5000	2,1997
0,3200	0,6287	0,7485	3,5000	2,0672
0,3300	0,6590	0,7364	3,5000	1,8100
0,3400	0,6910	0,7236	3,5000	1,5652
0,3500	0,7249	0,7100	3,5000	1,3283
0,3600	0,7612	0,6955	3,5000	1,0983
0,3700	0,8003	0,6799	3,5000	0,8732
0,3800	0,8433	0,6627	3,5000	0,6506

Determinação da altura útil arbitrada

- ▶ fase de concepção e pré-dimensionamento da seção.

$$d_{arb} = h - 20$$

- ▶ dimensionamento e armadura longitudinal;
- ▶ posicionamento dos cabos e determinação do y_{cg}

$$d_r = h - y_{cg}$$

- ▶ Comparar d_r com d_{arb}

$$d_r \geq d_{arb}$$

Aceitação do dimensionamento

$$d_r \leq d_{arb}$$

refazer cálculo adequando ao novo valor de altura útil

Tipos de protensão quanto aos estados de fissuração

Cada tipo de protensão requer um tipo de verificação de tensões normais, nas seções transversais, para uma certa combinação de esforços solicitantes

Na prática o tipo de protensão exigido, conduz a uma armadura de protensão maior ou menor a ser empregada

Definido a CAA

Destinação edificação

Define-se cobrimento

Resistência do concreto

Valor A/C

Tipo de protensão

Classe de Agressividade do Ambiente (CAA)	Agressividade	Classificação Geral do tipo de ambiente para projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	fraca	Rural e Submersa	insignificante
II	média	Urbana ^{1) 2)}	pequeno
III	forte	Marinha ^{1),2)} e Industrial 1), 2)	grande
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)} Respingos de Maré	elevado

1) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

2) Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

3) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

NOTAS

- 1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na NBR 12655.
- 2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
- 3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

a) para elementos em meio não agressivo, os valores da Tabela 9.2;

TABELA 9.2 – Cobrimentos para peças pré-fabricadas		
Tipos de Elementos Pré-fabricados	Localização	
	No interior do edifício	Ao ar livre
Lajes, mesas das vias T, placas de vedação não estruturais e elementos construtivos sujeitos a cargas até 3 kN/m ²	1,0	1,5
Vigas, pilares, arcos, nervuras das vigas T e placas de vedação estruturais	1,5	2,0

TABELA 7.3- Níveis de protensão segundo a NB6118:2003

TIPOS DE CONCRETO ESTRUTURAL	AGRESSIVIDADE AMBIENTE	EXIGÊNCIA	COMBINAÇÃO DE AÇÕES A CONSIDERAR
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	-
Concreto Armado (sem protensão)	CAA I	ELS-W $\omega \leq 0,4$ mm	Frequente
Concreto Armado (sem protensão)	CAA II a III	ELS-W $\omega \leq 0,3$ mm	Frequente
Concreto Armado (sem protensão)	CAA IV	ELS-W $\omega \leq 0,2$ mm	Frequente
Protensão parcial Nível 1	Pré-tração CAA I Pós tração –CAA I e II	ELS-W $\omega \leq 0,2$ mm	Frequente
Protensão limitada Nível 2	Pré-tração CAA II Pós-tração CAA III e IV	(* E.L.S-F. Fiss. (* E.L.S-D. Fiss.	Frequente Quase permanente
Protensão completa Nível 3	Pré-tração -- 1	(* E.L.F. Fiss. (* E.L.S-D. Fiss.	Rara Frequente

Como ficam as cordoalhas engraxadas ?

ROBERTO CHUST CARVALHO IE

Com aderencia posterior

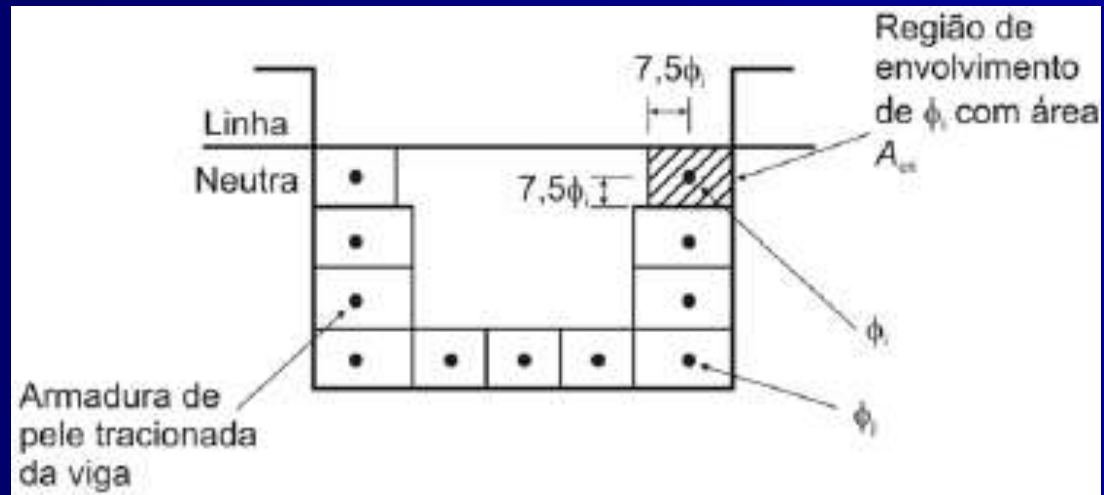
TABELA 7.5- Valores dos coeficientes γ_{f2} segundo a NB6118:2003

	γ_{f2}		
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ³⁾	0,7	0,6	0,4
Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,5	0,4	0,3
Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual	0,6	0,5	0,3
1) Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga, ver seção 23 da NBR6118:2003. 2) Edifícios residenciais. 3) Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.			

* Os valores de Ψ_4 são usados nos estados limites últimos

Cálculo e Verificação do ELS na Flexão

Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras



O cálculo da abertura de fissuras determinado para cada região de envolvimento é o menor dentre as expressões.

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_i} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \frac{3 \times \sigma_{si}}{f_{ct,m}}$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_i} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

Exemplo 3 (Retirado de CARVALHO (2010))

Calcular a armadura da seção S5 (meio do vão) de uma ponte rodoviária em concreto protendido, com seção celular de modo a vencer um vão livre de 34 m com de 6,8 m. Obra rodoviária de classe I (veículo tipo de 450 kN).

Características geométricas em S5 $y_{cg,s} = 0,72$ m; $A = 4,58$ m²; $I = 2,574$ m⁴; $W_i = 2,015$ m³; $W_s = 3,565$ m³ (centro de gravidade a borda superior, área, inércia e módulos resistentes inferior e superior respectivamente).

Esforços solicitantes nas diversas seções:

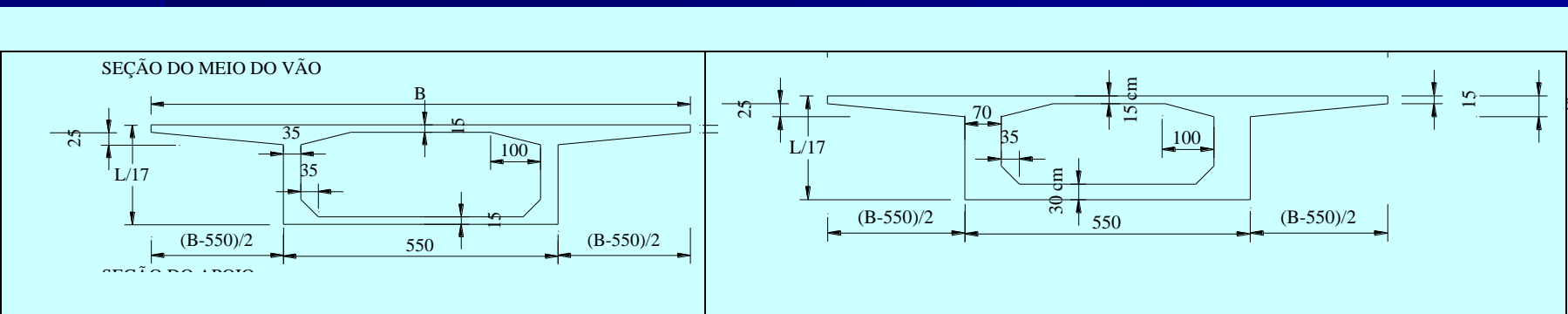


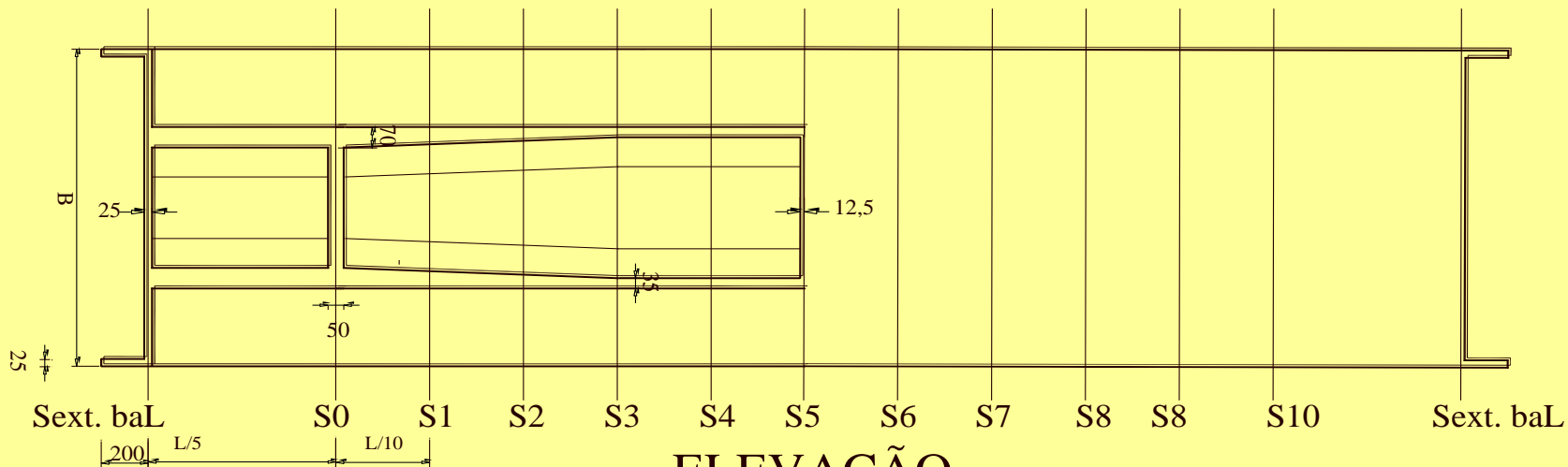
Figura 7 Seções transversais da ponte cuja seção do meio do vão terá armadura calculada.

CAPÍTULO 8- PRÉ-DIMENSIONAMENTO E DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

PLANTA

1/2 CORTE

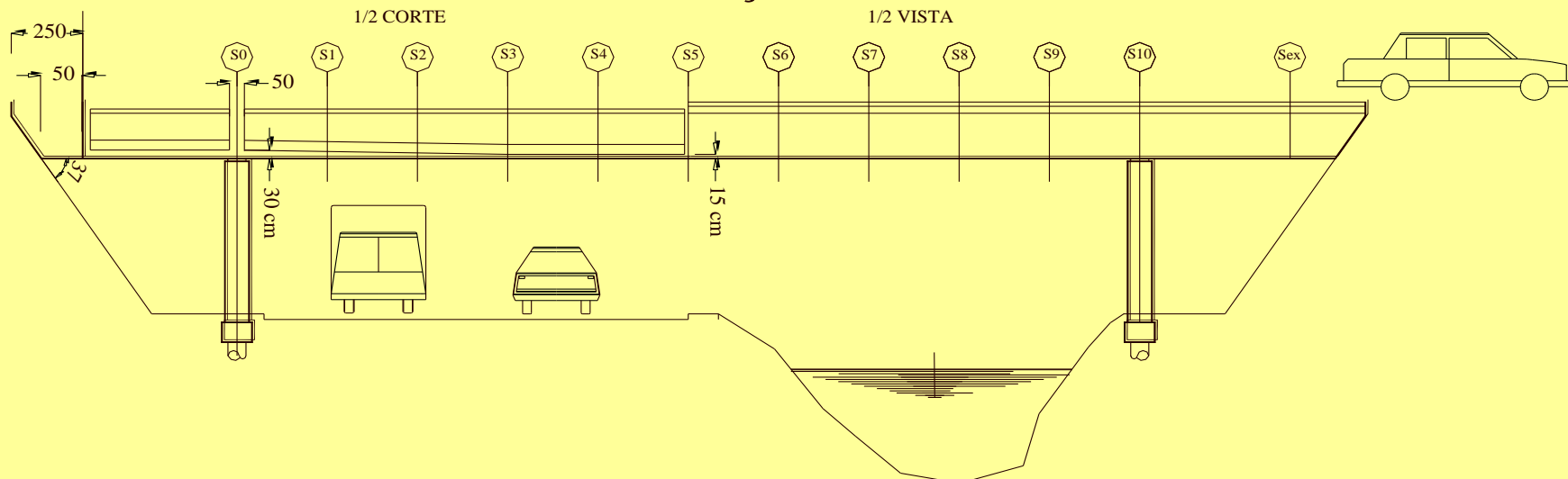
1/2 VISTA



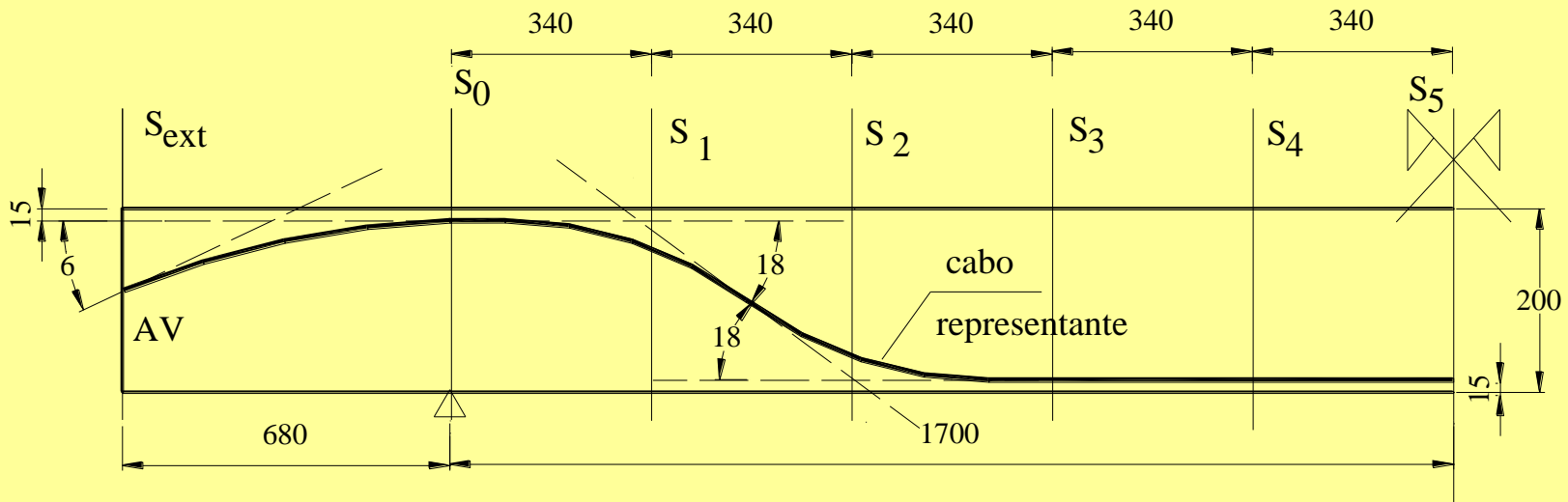
ELEVAÇÃO

1/2 CORTE

1/2 VISTA



Cabo representante



Dados adicionais:

Dados do cabo 12 ϕ 1/2"
 Área = 12,02 cm²
 $\phi_{\text{bainha interna}} = 7 \text{ cm}$

atrito do cabo-bainha $\mu=0,20$
 desvio angular $\beta=0,01 \text{ rd/m}$
 Perda durante a cravação – 6 mm

Aço CP190RB;
 $E_p=1,95 \times 10^5 \text{ MPa}$
 $\sigma_{pi}= 1400 \text{ MPa}$.

TABELA 8 Tensão ao longo do cabo representante após as perdas iniciais e ao longo do tempo

Seção	Sext	S0	S1	S2	S3	S4	S5
$\sigma_s \text{ (MPa) } t=t_0$	1202	1250	1288	1277	1169	1161	1153
$\sigma_s \text{ (MPa) } t=\infty$	1024	1072	1110	1099	991	983	975

TABELA 6 Momentos fletores (kN.m)

Seção	M_{g1}	M_{g2}	$M_{qmáx}$	M_{qmin}	$\phi M_{qmáx}$	ϕM_{qmin}
S0	-4228	-306	0	-3198	0	-4157
S2	7688	915	6491	-2818	7530	-3663
S5	13631	1608	10127	-2135	11747	-2776

$$M_{d,S5, \text{ máx}} = 1,3 (M_{g1} + M_{g2}) + 1,5 \phi M_{qmáx} = \\ = 1,3(13631+1608)+1,5(11747) = 37.341 \text{ kNm}$$

CAPÍTULO 8- PRÉ-DIMENSIONAMENTO E DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

8.3.11- Cálculo do número de Cabos no ELU .

O cálculo da armadura longitudinal é feito no tempo infinito usando para tanto a tensão da armadura na seção mais solicitada S_r que é (tabela 8.7) $\sigma_{p,S5,t=\infty} = 975$ MPa que permite calcular o pré-alongamento ε_p que neste caso é dado pela lei de Hooke

$$\varepsilon_p = \sigma_{p,S5,t=\infty} / E_p = 975 / 195.000 = 0,5\%$$

O valor de ε_s é função da condição de equilíbrio da seção no ELU. Como a seção trabalha como um todo e assim o valor de b a considerar na expressão é de 10,50m e o valor de d será igual a altura h menos o valor arbitrado de 15 cm portanto $d = 2 - 0,15 = 1,85$ m

$$KMD = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{37.431}{10,50 \cdot 1,85^2 \cdot \frac{35.000}{1,4}} = 0,04$$

Da tabela 6.2 obtém-se $k_x = 0,0603$ e portanto $x = 0,0603 \times 1,85 = 0,11$ m < h linha neutra na mesa

Ainda da tabela em questão obtém-se $k_z = 0,9759$ e $\varepsilon_s = 1\%$.

Assim, $\varepsilon_t = \varepsilon_p + \varepsilon_s = 0,5 + 1 = 1,5\%$ usando a tabela 6.1 $f_{pd} = 150,7$ kN/cm²

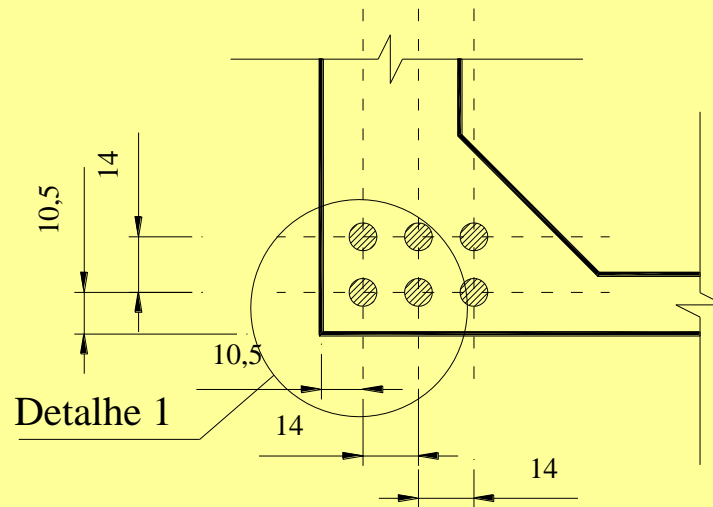
Finalmente

$$A_p = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{pd}} = \frac{37.431}{0,9759 \cdot 1,85 \cdot 150,7} = 137,5 \text{ cm}^2$$

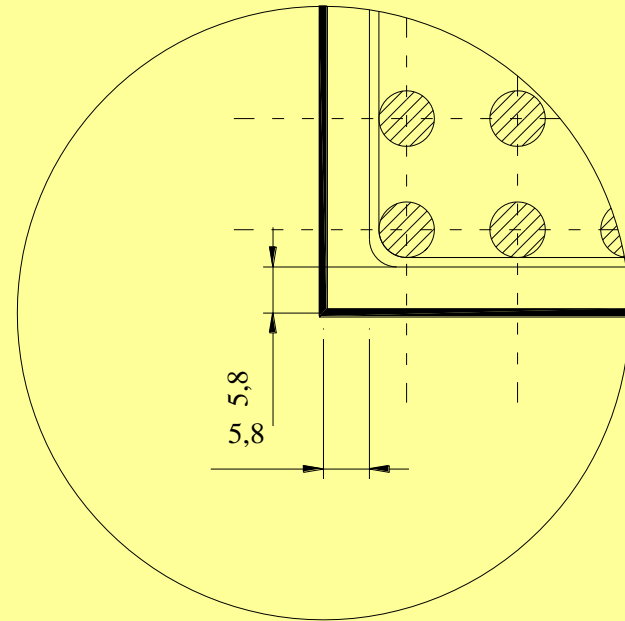
Número de cabos $n = A_p / 12,02 = 137,5 / 12,02 = 11,44 \rightarrow$ adotado 12 cabos, ou seja, 6 cabos por viga.

Para verificar a altura arbitrada detalha-se os sete cabos na seção S5 usando as distancias de $1,5\phi_b$ e $2:\phi_b$ entre o centro do cabo e a aresta de concreto e entre cabos respectivamente. Onde ϕ_b é o diâmetro externo da bainha e portanto as distâncias em questão são 10,5 e 14 cm. O arranjo dos cabos é mostrado na figura 8.30. Nota-se que pelo detalhe 1 o cobrimento mínimo de 4,5 cm está atendido.

Seção S5 Borda inferior



Detalhe 1



A partir da disposição da armadura pode-se calcular agora o cg (y_{cg}) dos cabos na S5 e portanto a altura útil real $d_r = h - y_{cg}$

$$y_{cg} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{3 \cdot 0,105 + 3 \cdot 0,245}{6} = 0,175$$

Assim o valor da altura real resulta em $d_r = h - y_{cg} = 2 - 0,175 = 1,825$

Como o $d_r=1,825 < d_{arbitrado} = 1,85$ m pode-se calcular nova armadura com o valor de d_r que conduz a

$$KMD = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{37431}{10,5 \cdot 1,825^2 \cdot \frac{35000}{1,4}} = 0,0428$$

Da tabela 6.2 $k_x = 0,06603$ e portanto $x = 0,06603 \times 1,825 = 0,11$ m $< h_f$ linha neutra na mesa
Ainda da tabela em questão obtém-se $k_z = 0,9697$ e $\epsilon_s = 1\%$.

Assim, $\epsilon_t = \epsilon_p + \epsilon_s = 0,5 + 1 = 1,5\%$ usando a tabela 6.1 $\sigma_{pd} = 150,7$ kN/cm²
Finalmente

$$A_p = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot \sigma_{pd}} = \frac{37431}{0,9697 \cdot 1,825 \cdot 150,7} = 140 \text{ cm}^2$$

Número de cabos $n = A_p / 12,02 = 140 / 12,02 = 11,67 \rightarrow$ adotado 12 cabos, ou seja 6 cabos por viga.

8.3.12-- Verificação do ELS de fissuração.

Em virtude da condição ambiental de agressividade do entorno onde se executará a ponte era do nível III a protensão deve ser limitada. Assim, a verificação de fissuração é feita através do controle das tensões normais no concreto. Como a verificação de ruptura em vazio, ou seja, no tempo zero também pode ser feita desta forma faz-se ambas as verificações na seção S5 nas demais seções é feita a determinação do feixe limite que é comentada no capítulo posterior.

Força de protensão em um cabo (tabela 8.7)

$$\text{tempo zero} \rightarrow N_{p,t=0} = 115,3 \times 12,02 = 1386 \text{ kN},$$

$$\text{tempo infinito} \rightarrow N_{p,t=\infty} = 97, \times 12,02 = 1172 \text{ kN},$$

$$\text{excentricidade dos cabos} \rightarrow e = y_i - y_{cg} = 1,278 - 0,175 = 1,103 \text{ m}$$

geometria da seção S5 (tabela 8.3) $A=4,5875 \text{ m}^2$, $W_i=2,015 \text{ m}^3$, $W_s=3,565 \text{ m}^3$,
 $y_i=1,278 \text{ m}$

Esforços na seção $\rightarrow M_{g1}=13631 \text{ kN.m}$, $M_{g2}=1608$, $\phi M_{q,\text{máx}}=11747 \text{ kN.m}$ e
 $\phi M_{q,\text{min}}=-2776 \text{ kN.m}$

Verificação de ruptura e no tempo “zero”

limites para as tensões (supondo $f_{cj}=20$ MPa):

Compressão $0,7 \times f_{cj} = 0,7 \times 20.000 = 14.000$ kN/m²

Tração $1,2 \times f_{ctm} = 1,2 \cdot 0,6 \cdot 20^{2/3} = 2,652$ MPa = 2652 kN/m²

Borda inferior:

$$\begin{aligned}\sigma_i &= \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1}}{W_i} = \frac{12 \cdot 1386}{4,5875} + \frac{12 \cdot 1386 \cdot 1,103}{2,015} - \frac{13631}{2,015} = 3625 + 9104 - 6764 = 5965 \\ &= 5965 \text{ kN/m}^2 < 14000 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

a condição de compressão está atendida

Borda superior

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_s} - \frac{M_{g1}}{W_s} = \frac{12 \cdot 1386}{4,5875} - \frac{12 \cdot 1386 \cdot 1,103}{3,565} + \frac{13631}{3,565} = 3625 - 5145 + 3823 = 2303 \\ &= 2303 > -2652 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

a condição de tração está atendida e não é preciso usar armadura para controlar a fissuração na borda superior.

Protenção Limitada

Verificação de Fissuração

no tempo infinito e considerando o estado de descompressão e o deformação de fissuras para a combinação quase permanente e freqüente respectivamente. Os coeficientes ψ_1 e ψ_2 a considerar segundo a norma NBR8681:2003 são iguais a 0,3 e 0,5 respectivamente

Estado limite de descompressão (E.L.S-D). → Combinação de ações Quase Permanente

Os limites neste caso são

Tração → $\sigma = 0$

Compressão → estado limite de compressão excessiva (ELS-CE) → $0,7 f_{ck}$

$0 \leq \sigma \leq 24500$

BORDA INFERIOR

Situação momento máximo

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_i} - \frac{\psi_2 \cdot M_{q,máx}}{W_i} =$$

Situação momento mínimo

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_i} + \frac{\psi_2 \cdot M_{q,min}}{W_i} =$$

BORDA SUPERIOR

Situação momento máximo

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_i} + \frac{\psi_2 \cdot M_{q,máx}}{W_s} =$$

Situação momento mínimo

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_i} - \frac{\psi_2 \cdot M_{q,min}}{W_s} =$$

Estado limite de formação de fissuras (E.L.S-F). → Combinação de ações Frequente

Os limites neste caso são

$$\text{Tração} \rightarrow f_{c,tm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Compressão → estado limite de compressão excessiva (ELS-CE) → $0,7 f_{ck}$

$$-3850 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

BORDA INFERIOR

Situação momento máximo

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_i} - \frac{\psi_1 \cdot M_{q,máx}}{W_i} =$$

Situação momento mínimo

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_i} + \frac{\psi_1 \cdot M_{q,min}}{W_i} =$$

BORDA SUPERIOR

Situação momento máximo

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_i} + \frac{\psi_1 \cdot M_{q,máx}}{W_s} =$$

Situação momento mínimo

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_i} - \frac{\psi_1 \cdot M_{q,min}}{W_s} =$$

BORDA INFERIOR

Situação momento máximo

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_i} - \frac{\psi_2 \cdot M_{q,máx}}{W_i} =$$
$$\sigma_i = \frac{12 \cdot 1172}{4,5875} + \frac{12 \cdot 1172 \cdot 1,103}{2,015} - \frac{13631 + 1608}{2,015} - \frac{0,3 \cdot 11747}{2,015} =$$
$$\sigma_i = 3066 + 7698 - 7562 - 1748 = 1452 \text{ kN/m}^2$$

Situação momento mínimo

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_i} + \frac{\psi_2 \cdot M_{q,min}}{W_i} =$$
$$\sigma_i = \frac{12 \cdot 1172}{4,5875} + \frac{12 \cdot 1172 \cdot 1,103}{2,015} - \frac{13631 + 1608}{2,015} + \frac{0,3 \cdot 2776}{2,015} =$$
$$\sigma_i = 3066 + 7698 - 7562 + 413 = 3615 \text{ kN/m}^2$$

BORDA SUPERIOR

Situação momento máximo

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_i} + \frac{\psi_2 \cdot M_{q,máx}}{W_s} =$$
$$\sigma_s = \frac{12 \cdot 1172}{4,5875} - \frac{12 \cdot 1172 \cdot 1,103}{3,565} + \frac{13631 + 1608}{3,565} + \frac{0,3 \cdot 11747}{3,565} =$$
$$\sigma_s = 3066 - 4351 + 4274 + 988 = 3977 \text{ kN/m}^2$$

Situação momento mínimo

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_i} - \frac{\psi_2 \cdot M_{q,min,x}}{W_s} =$$
$$\sigma_s = \frac{12 \cdot 1172}{4,5875} - \frac{12 \cdot 1172 \cdot 1,103}{3,565} + \frac{13631 + 1608}{3,565} - \frac{0,3 \cdot 2776}{3,565} =$$
$$\sigma_s = 3066 - 4351 + 4274 - 233 = 2752 \text{ kN/m}^2$$

ROBERTO CHUST CARVALHO JR

A maior tensão (situação 3) atende a condição limite $3977 < 24500 \text{ kN/m}^2$

A menor tensão (situação 1) atende a condição limite $1452 > 0 \text{ kN/m}^2$

Estado limite de formação de fissuras (E.L.S-F). → Combinação de ações Freqüente

Os limites neste caso são

$$\text{Tração} \rightarrow f_{c,tm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Compressão → estado limite de compressão excessiva (ELS-CE) → $0,7 f_{ck}$

Substituindo $f_{ck}=35$ chega-se a condição:

$$-3850 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma \leq 24500 \frac{kN}{m^2}$$

BORDA INFERIOR

Situação momento máximo

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_i} - \frac{\psi_1 \cdot M_{q,máx}}{W_i} =$$
$$\sigma_i = \frac{12 \cdot 1172}{4,5875} + \frac{12 \cdot 1172 \cdot 1,103}{2,015} - \frac{13631 + 1608}{2,015} - \frac{0,5 \cdot 11747}{2,015} =$$
$$\sigma_i = 3066 + 7698 - 7562 - 2914 = 287 \text{ kN/m}^2$$

Situação momento mínimo

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_i} + \frac{\psi_1 \cdot M_{q,min}}{W_i} =$$
$$\sigma_i = \frac{12 \cdot 1172}{4,5875} + \frac{12 \cdot 1172 \cdot 1,103}{2,015} - \frac{13631 + 1608}{2,015} + \frac{0,5 \cdot 2776}{2,015} =$$
$$\sigma_i = 3066 + 7698 - 7562 + 688 = 6890 \text{ kN/m}^2$$

BORDA SUPERIOR

Situação momento máximo

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_i} + \frac{\psi_1 \cdot M_{q,máx}}{W_s} =$$
$$\sigma_s = \frac{12 \cdot 1172}{4,5875} - \frac{12 \cdot 1172 \cdot 1,103}{3,565} + \frac{13631 + 1608}{3,565} + \frac{0,5 \cdot 11747}{3,565} =$$
$$\sigma_s = 3066 - 4351 + 4274 + 1647 = 4636 \text{ kN/m}^2$$

Situação momento mínimo

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_i} - \frac{\psi_1 \cdot M_{q,min,x}}{W_s} =$$
$$\sigma_s = \frac{12 \cdot 1172}{4,5875} - \frac{12 \cdot 1172 \cdot 1,103}{3,565} + \frac{13631 + 1608}{3,565} - \frac{0,5 \cdot 2776}{3,565} =$$
$$\sigma_s = 3066 - 4351 + 4274 - 389 = 2599 \text{ kN/m}^2$$

A maior tensão (situação 7) atende a condição limite $4636 < 28500 \text{ kN/m}^2$

A menor tensão (situação 5) atende a condição limite $287 > -3850 \text{ kN/m}^2$

Desta forma as condições de fissuração estão atendidas

4. Caso particular de falta de solução para a armadura longitudinal.

A diferença entre as intensidades de protensão a ser usada em função da condição de agressividade ambiental pode fazer muita diferença no cálculo de armadura de peças pré-tracionadas e convêm no caso da protensão limitada e completada fazer inicialmente um teste para ver se a seção poderá apresentar solução.

As condições de verificação do ELU no tempo zero e a da fissuração no tempo infinito (excetuando protensão parcial) podem conduzir a situação conflitante. Chamando n o número de cordoalhas ou elementos de protensão deve ser atendido, por exemplo, para uma seção, submetida a momentos positivos e Imaginando que não sejam usados cabos superiores tem-se:

a) para o tempo zero na borda superior condição de tração deve ser respeitada:

$$\sigma_s = \frac{n \cdot N_{p,t=0}}{A} - \frac{n \cdot N_{p,t=0} \cdot e}{W_s} + \frac{M_{g1}}{W_s} \geq -1,2 f_{ct} \quad (1)$$

σ_s - tensão no concreto da borda superior (neste caso)

n - número de cabos

$N_{p,t=0}$ - Força de protensão para um cabo no tempo zero.

e - excentricidade da força de protensão

A - área da seção de concreto

W_s - módulo de deformação da seção em relação a borda superior

M_{g1} - Momento de peso próprio atuante durante a protensão

Da expressão 1 pode ser obtida um número de cabos $n \leq C1$

Para a consideração de fissuração (protensão limitada) na combinação Quase Permanente (geralmente a mais desfavorável) usa-se o limite de tração para borda inferior $\rightarrow \sigma = 0$

tem-se para a situação de momento máximo

$$\sigma_i = \frac{n \cdot N_{p,t=\infty}}{A} + \frac{n \cdot N_{p,t=\infty} \cdot e}{W_i} - \frac{M_{g1+g2}}{W_i} - \frac{\psi_2 \cdot M_{qmáx}}{W_i} \geq 0 \quad (2)$$

σ_i - tensão no concreto na borda inferior (neste caso)

$N_{p,t=\infty}$ - Força de protensão para um cabo no tempo infinito.

W_i - módulo de deformação da seção em relação a borda inferior

M_{g1+g2} - Momento de peso próprio e sobrecarga permanente atuantes

$M_{qmáx}$ - Momento máximo de ação acidental.

podendo decorrer desta expressão 2 o valor de $n \geq C2$

ROBERTO CHUST CARVALHO IE

Assim para que o problema tenha solução é preciso que $C2 \leq C1$.

5)Estudo da solução em seção retangular com pré-tração sem cabos superiores.

Exemplo 1. Calcular a armadura longitudinal para a seção retangular dada na figura 2 considerando os seguintes dados contidos na tabela 3. Considerar que o momento M_{g1} atua no instante da protensão.

Tabela 3 – Valores a serem usados no exemplo 1

AÇÕES	CONCRETO	AÇO DE PROTENSÃO	PROTENSÃO
$M_{g1}=714 \text{ kN.m}$ $M_{g2}= 570 \text{ kN.m}$ $M_{g3}=1200 \text{ kN.m}$ $M_q= \text{de } 0 \text{ a } 4400 \text{ kN.m}$	$f_{ck}=40 \text{ MPa}$ $f_{cj}=20 \text{ MPa}$	CP190RB $\sigma_{p,t=0} = 1200 \text{ MPa}$ $\sigma_{p,t=\infty} = 1000 \text{ MPa}$ $E_p = 1,95 \times 10^5 \text{ MPa}$	Limitada (condição de agressividade ambiental –CAA- mediana)

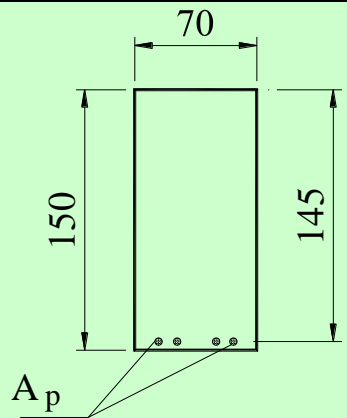


FIGURA 2- Esquema da seção transversal de elemento pré-fabricada para o cálculo da armadura longitudinal.

Para resolver o problema foram feitas as verificações no ELU em vazio e no tempo infinito e para o ELS analisada a borda superior para situação de descompressão considerando $\psi_2 = 0,3$. A tabela 4 mostra os resultados encontrados para armadura ativa com o momento de carga acidental variando (ELU- estado limite último e ELS estado limite de serviço no caso de fissuração) e na figura 3 as soluções encontradas.

Tabela 4 – Valores de A_p (cm²) para as diversas verificações.

M_{iQ} (kN.m)	ELS (cm ²)	$t = \infty$ $A_p \geq$	ELU (cm ²)	$t = \infty$ $A_p \geq$	ELU $t = 0$ $A_p \leq$ (cm ²)
0		26,20		16,92	26,10
500		27,78		20,5	26,10
1000		29,36		24,23	26,10
2000		32,52		31,95	26,10
3000		35,69		40,57	26,10
4000		38,85		49,57	26,10
4200		39,49		51,8	26,10
4400		40,12		53,08	26,10

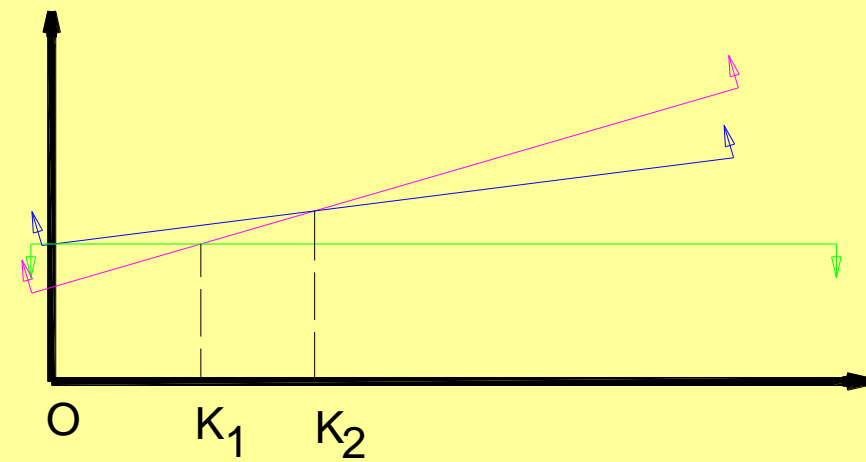
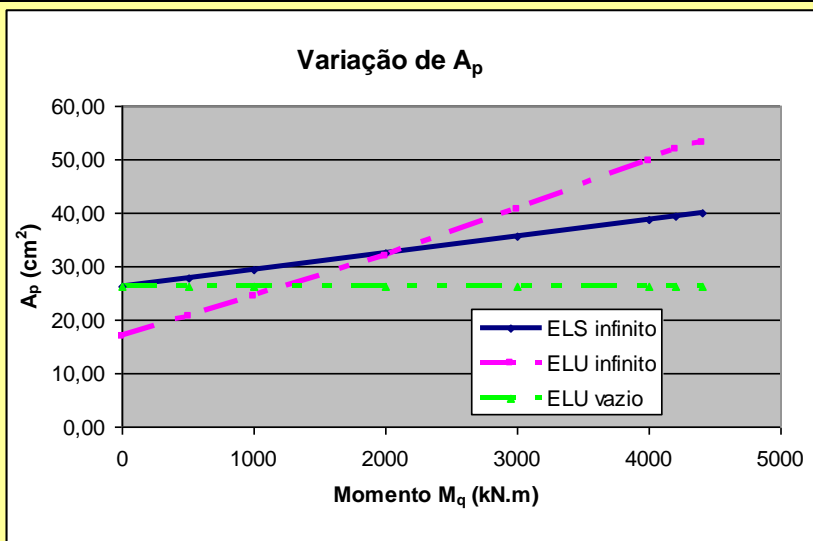


Figura 3 – Variação da armadura de protensão do exemplo 1 para atender o ELU em vazio, no tempo infinito e ELS (fissuração) no tempo infinito $M_{q1}=714$ kN.m.

Considerando agora que o valor de $M_{g1}=2004 \text{ kN.m}$, $M_{g2}= 204 \text{ kN.m}$ e $M_{g3}=200 \text{ kN.m}$ obtem-se o conjunto de soluções dado na figura 4.

Até um momento $M_q=2200 \text{ kN.m}$ (ponto K2) a solução é dada pelo ELS (fissuração) no tempo infinito,

de 2200 até cerca de 3000 kN.m (ponto K1) a condição determinante é do ELU (tempo infinito)

e para valores acima de 3000 kN.m para haver solução é preciso diminuir a armadura de protensão (usar 40 cm^2) e complementar, para atender o ELU no tempo infinito, com armadura passiva..

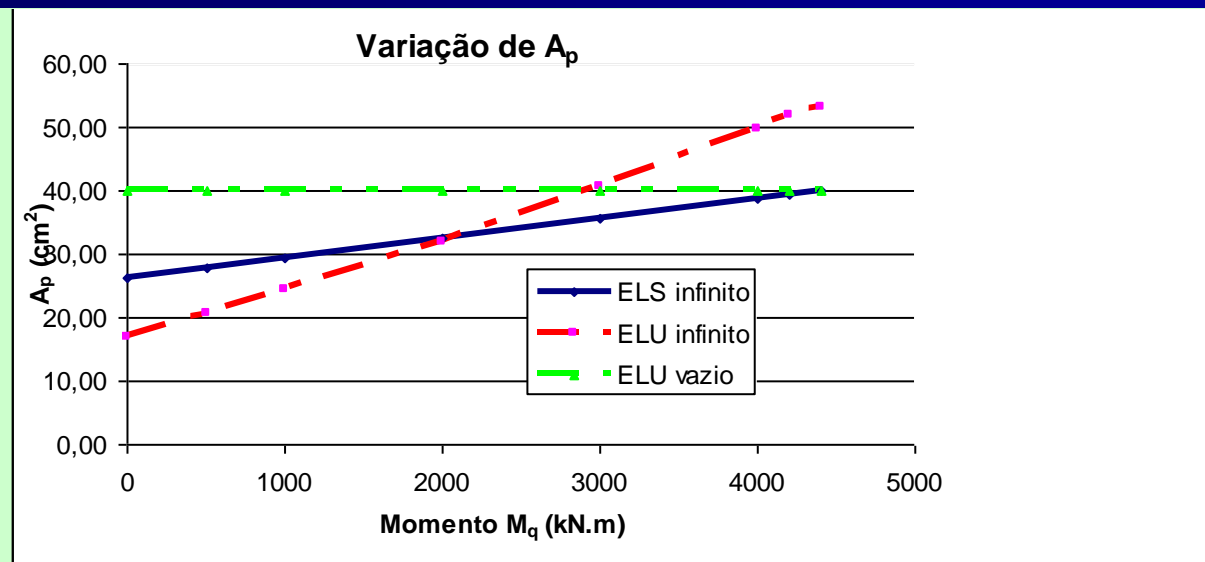


Figura 4– Variação da armadura de protensão do exemplo 1 para atender o ELU em vazio, no tempo infinito e ELS (fissuração) no tempo infinito, $M_{g1}=2004 \text{ kN.m}$.

6) Estudo da solução em seção retangular com pré-tração com cabos superiores.

Fazer o mesmo estudo feito no exemplo 1 considerando agora a presença de quatro cabos junto a borda superior ($e' = -0,70$ m) e os mesmos valores de perda.

Tabela 5 – Valores de A_p (cm^2) para as diversas verificações.

M_q (kN.m)	ELS $t = \infty$ $A_{p \geq}$ (cm^2)	ELU $t = \infty$ $A_{p \geq}$ (cm^2)	ELU $t = 0$ $A_{p \leq}$ (cm^2)
0	28,09	16,92	34,54
500	29,67	20,5	34,54
1000	31,25	24,23	34,54
2000	34,4	31,95	34,54
3000	37,58	40,57	34,54
4000	40,75	49,57	34,54
4200	41,38	51,8	34,54
4400	42,01	53,08	34,54

Observando a figura 5, percebe-se que há apenas solução para momento acidental inferior a cerca de 2500 kN.m e a condição determinante passa a ser a de serviço (fissuração – descompressão) no tempo infinito.

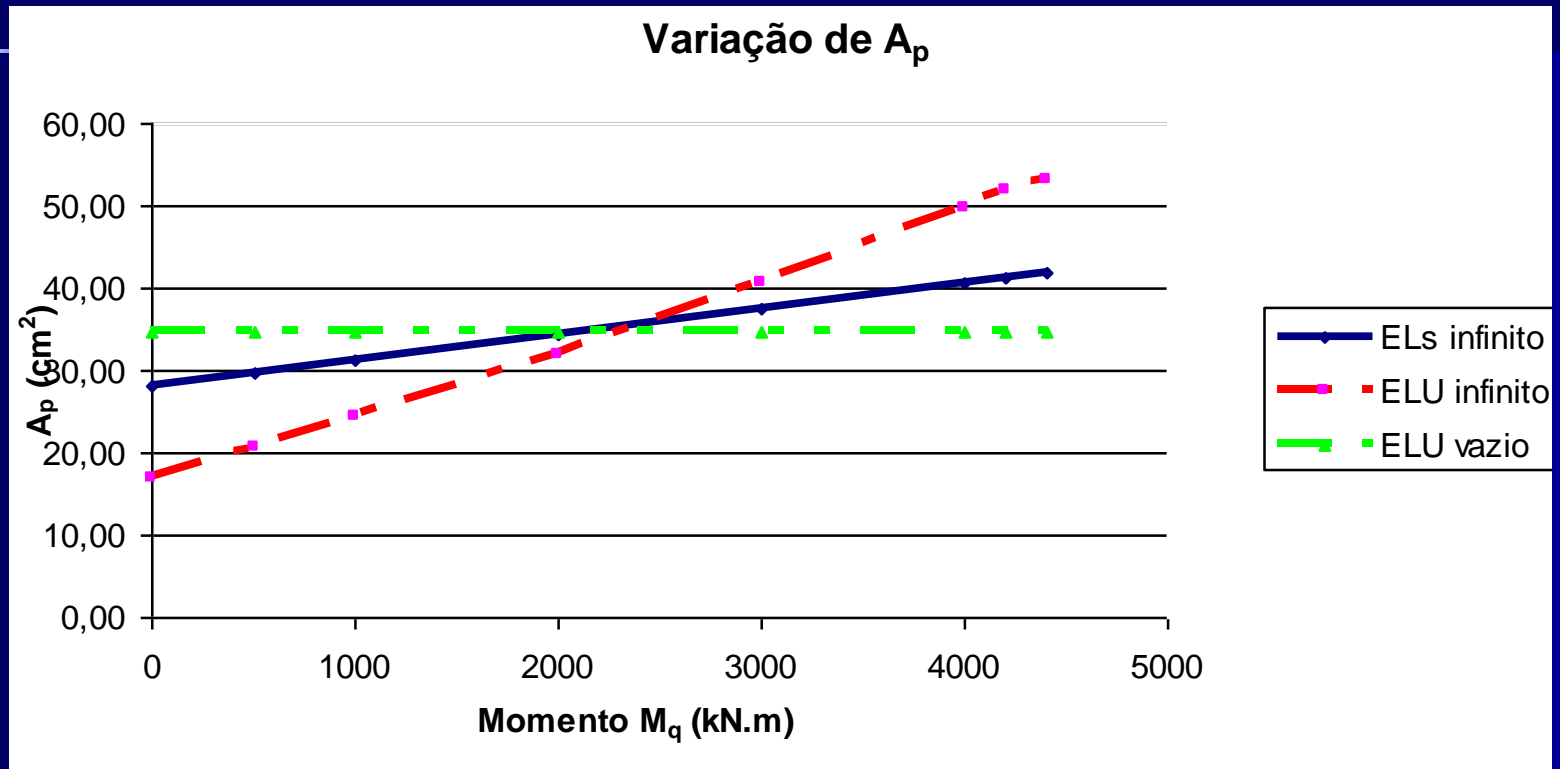


Figura 5– Variação da armadura de protensão do exemplo 2 para atender o ELU em vazio, no tempo infinito e ELS (fissuração) no tempo infinito, $M_{g1}=714$ kN.m e quatro cabos superiores.

Exemplo 10

Calcular a viga VR01 para um prédio escolar considerando armadura passiva de CA-50; concreto pré-moldado, $f_{ckj} = 25$ MPa, $f_{ck} = 40$ MPa; concreto moldado no local (capa), $f_{ck} = 30$ MPa. Carregamentos: g_1 – peso próprio 25 kN/m³; g_2 – laje alveolar: $2,25$ kN/m² ($h = 15$ cm); g_3 – capa: 25 kN/m³ ($h = 5$ cm); g_4 – alvenaria: 18 kN/m³ ($h = 2,20$ m e largura de 15 cm); g_5 – revestimento: $0,80$ kN/m²; q – acidental: $3,00$ kN/m². Considerar a solução sem a continuidade da laje alveolar e da viga.

Considerar quatro situações:

- a) Estrutura em concreto armado com CAA (classe de agressividade ambiental) II
- b) Estrutura em concreto protendido CAA I – sistema de pré-tração
- c) Estrutura em concreto protendido CAA II – sistema de pré-tração
- d) Estrutura em concreto protendido CAA III ou IV – sistema de pré-tração

Para as situações em concreto protendido considerar a armadura ativa cordoalha composta de cordoalhas de $\Phi 1/2''$ ($A_p = 0,987$ cm²) de CP 190RB e perdas totais de $22,98\%$ para os cabos da borda inferior e $14,85\%$ para os cabos da borda superior. Os valores das perdas de protensão são obtidos a partir dos cálculos realizados no trabalho de INFORSATO (2009).

O item analisado para a apresentação é o c.

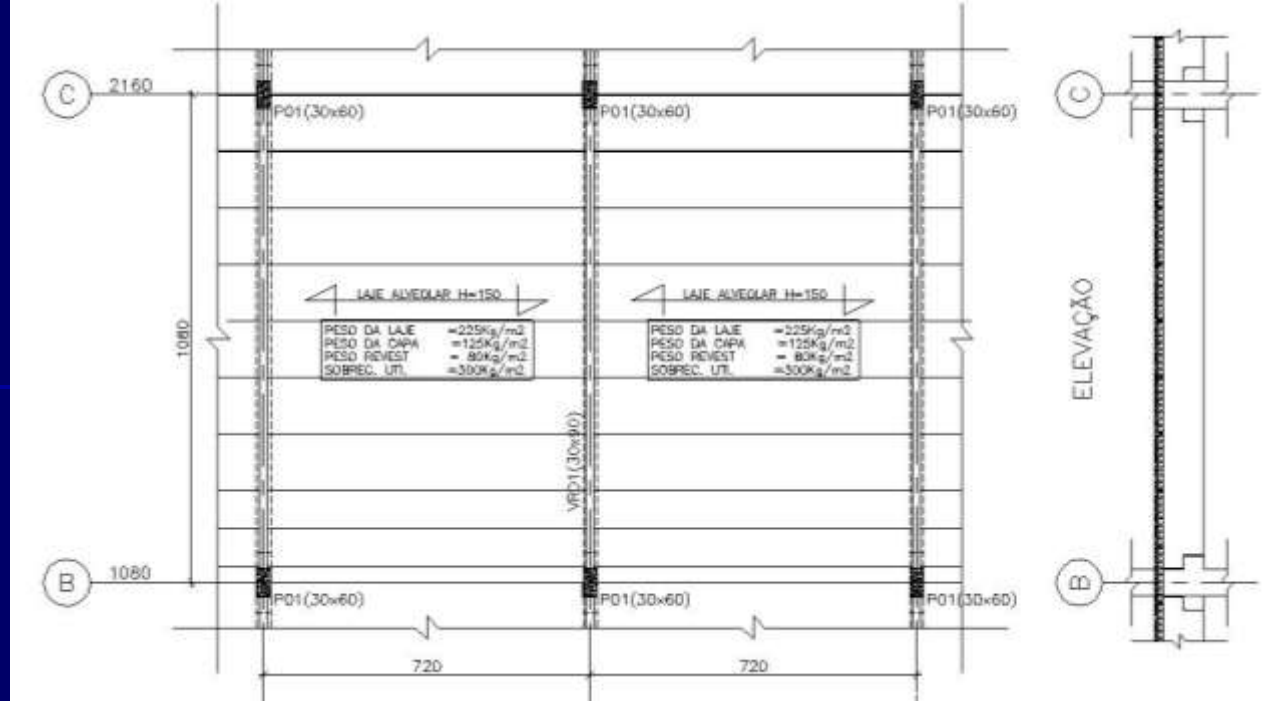


Figura 6: Planta do pavimento e elevação da viga VR01 (unidades em cm)

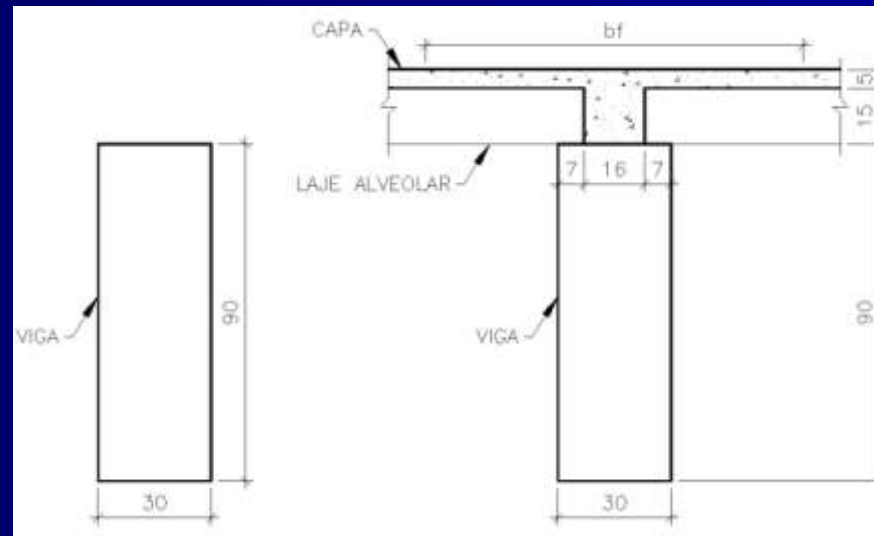


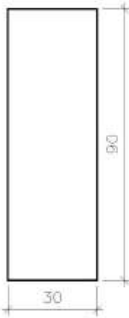
Figura 7: Seções transversais da viga VR01.

Capítulo 7 – Exemplo 10

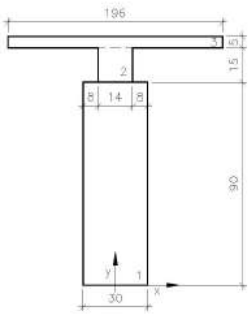
Carregamentos:

Descrição	Intensidade (kN/m)	Vão (m)	Momento máximo (kN.m)
g_1 – Peso próprio	6,75	9,75	80,21
g_2 – Laje Alveolar	16,20	9,75	192,50
g_3 – Capa	9,00	9,75	106,95
g_4 – Alvenaria	5,94	9,75	70,58
g_5 – Revestimento	5,76	9,75	68,45
q – Acidental	21,60	9,75	256,67

Características Geométricas Seção Simples:

Seção	Área (m ²)	$= 0,30 \cdot 0,90 = 0,27$
	$y_{cg} \text{ (m)}$	$= \frac{h}{2} = \frac{0,90}{2} = 0,45$
	$I \text{ (m}^4\text{)}$	$= \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,30 \cdot 0,90^3}{12} = 1,82 \cdot 10^{-2}$
	$W_i = W_s \text{ (m}^3\text{)}$	$= \frac{I}{y_{cg}} = \frac{b \cdot h^3}{12 \cdot \frac{h}{2}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,30 \cdot 0,90^2}{6} = 4,05 \cdot 10^{-2}$

Características Geométricas Seção Composta:

Seção	Área (m ²)	$= 0,30 \times 0,90 + 0,14 \times 0,15 + 1,96 \times 0,05 = 0,389$
	$y_{cg} \text{ (m)}$	$= \frac{\sum A_i \cdot y_{cg,i}}{\sum A_i} = \frac{0,30 \times 0,90 \times 0,45 + 0,14 \times 0,15 \times 0,975 + 1,96 \times 0,05 \times 1,075}{0,30 \times 0,90 + 0,14 \times 0,15 + 1,96 \times 0,05} = \frac{\sum A_i \cdot y_{cg,i}}{\sum A_i} = 0,636$
	$I_{comp} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_1 = \frac{0,30 \times 0,90^3}{12} + (0,636 - 0,45)^2 \times 0,30 \times 0,90 = 2,76 \times 10^{-2}$ $I_2 = \frac{0,14 \times 0,15^3}{12} + (0,636 - 0,975)^2 \times 0,14 \times 0,15 = 2,45 \times 10^{-3}$ $I_3 = \frac{2,04 \times 0,05^3}{12} + (0,636 - 1,075)^2 \times 1,96 \times 0,05 = 1,89 \times 10^{-2}$ $I_T = I_1 + I_2 + I_3 = 4,89 \times 10^{-2}$
	$y_i = y_{cg} \text{ (m)}$	$= 0,636$
	$y_s \text{ (m)}$	$= h - y_i = 1,10 - 0,636 = 0,464$
	$W_{I,comp} \text{ (m}^3\text{)}$	$= \frac{I}{y_i} = \frac{4,89 \times 10^{-2}}{0,636} = 7,69 \times 10^{-2}$
	$W_{s,comp} \text{ (m}^3\text{)}$	$= \frac{I}{y_s} = \frac{4,89 \times 10^{-2}}{0,464} = 1,05 \times 10^{-1}$

Capítulo 7 – Exemplo 10

Concreto Protendido CAA II – sistema de pré-tração

Determinação de A_p no $t = \infty$

$d_{teórico} = 1,05$ m (altura útil)

$b_{teórico} = 2,25$ m (mesa colaborante)

Posição da LN

$$KMD = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} = 0,0204$$

$$KX = \frac{x}{d} = 3,19\text{cm} < 5\text{cm}$$

LN na capa da laje

Tensões iniciais

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 f_{ptk} = 0,77 \cdot 1900 = 1463\text{MPa} \\ 0,85 f_{pyk} = 0,85 \cdot 1710 = 1453\text{MPa} \end{cases}$$

Adotar menor valor

Tensão para $t = \infty$

$$\sigma_{pt=\infty} = \sigma_{pi} \times (1 - \text{perda}) = 1119,10\text{MPa}$$

Adotar 22,98%

Deformação total do aço

$$\varepsilon_t = \varepsilon_p + \varepsilon_s = 1 + 0,5752 = 1,5752\%$$



$$\sigma_{pd} = 1510\text{MPa}$$

Interpolado de VASCONCELOS

$$A_p = \frac{M_d}{KZ \times d \times \sigma_{pd}} = 6,93\text{cm}^2$$

7,07 cabos de 12,7 mm

Capítulo 7 – Exemplo 10

Concreto Protendido CAA II – sistema de pré-tração

Verificação no $t = 0$ (estado em vazio)

Adota-se perdas iniciais de 5%

$$\sigma_{pt=0} = \sigma_{pi} \times (1 - \text{perda}) = 1453 \times (1 - 0,05) = 1380,35 \text{ MPa}$$

Para 7 cabos de 12,7mm temos a força de protensão

$$N_p = n_{cabos} \times A_{seção} \times \sigma_{pt=0} = 7 \times 0,98 \times 138,035 = 946,92 \text{ kN}$$

Utilização de armadura passiva na borda superior, podendo adotar o limite máximo de tração permitido pela NBR6118:2007

$$-1,2 \times f_{ctm} \leq \sigma \leq 0,70 \times f_{ckj}$$

$$-2740,20 \leq \sigma \leq 14700 \text{ kN/m}^2$$

Verificação das tensões:

$$\sigma = \frac{N}{A_c} \pm \frac{N_p \times e_p}{W_s} \pm \frac{M_{g1}}{W_s}$$

Capítulo 7 – Exemplo 10

Concreto Protendido CAA II – sistema de pré-tração

Verificação no $t = 0$ (estado em vazio)

Meio do Vão

Borda Superior: $\sigma_s = -3864,69 \text{ kN} / \text{m}^2 < -2740,20 \text{ kN} / \text{m}^2$ não atende

Borda Inferior: $\sigma_i = 10878,91 \text{ kN} / \text{m}^2 < 14700 \text{ kN} / \text{m}^2$ atende

Próxima ao Apoio

Comprimento de transferência: $l_{bpt} = 1,56 \text{ m}$

Comprimento de ancoragem: $l_{bpd} = 1,30 \text{ m}$

maior valor $l_{bpt} = 1,56 \text{ m}$

Borda Superior: $\sigma_s = -4780,50 \text{ kN} / \text{m}^2 < -2740,20 \text{ kN} / \text{m}^2$ não atende

Borda Inferior: $\sigma_i = 11794,72 \text{ kN} / \text{m}^2 < 14700 \text{ kN} / \text{m}^2$ atende

Com a utilização de 7 cabos a tensão na borda superior excedeu o limite de norma

Determinação do número de cabos para igualar a tensão de tração.

Capítulo 7 – Exemplo 10

Concreto Protendido CAA II – sistema de pré-tração

Verificação no $t = 0$ (estado em vazio)

n° de cabos no comprimento de transferência

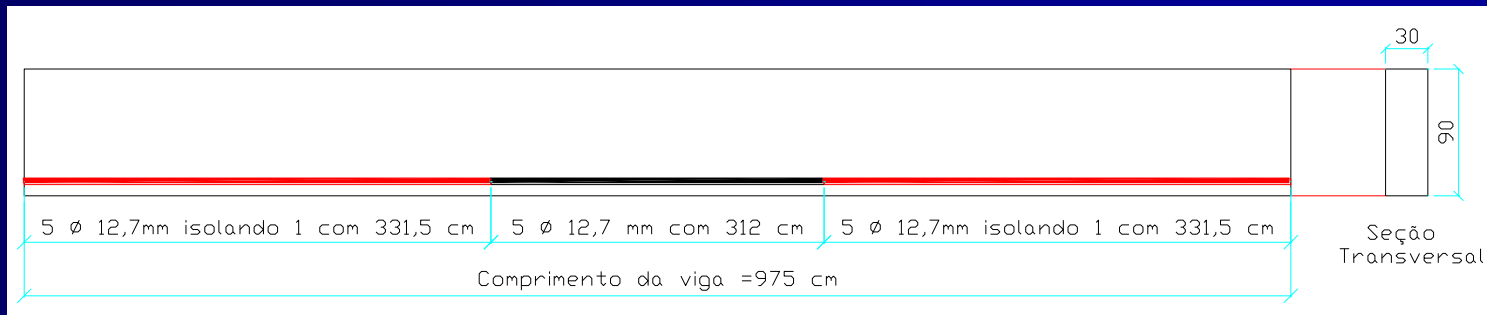
$$\sigma_s = \frac{N_p}{A_c} - \frac{N_p \times e_p}{W_s} + \frac{M_2}{W_s} = \frac{N_p}{0,27} - \frac{N_p \times 0,40}{0,0405} + \frac{43,12}{0,0405} \geq -2740,20 \quad \Rightarrow \quad \therefore N_p \leq 616,40 \text{ kN}$$

$$616,40 = n_{\text{cabos}} \times 0,98 \times 138,035 \quad \therefore n_{\text{cabos}} = 4,55 \text{ cabos}$$

n° de cabos no meio do vão

$$\sigma_s = \frac{N}{A_c} - \frac{N_p \times e_p}{W_s} + \frac{M_{g1}}{W_s} = \frac{N_p}{0,27} - \frac{N_p \times 0,40}{0,0405} + \frac{80,21}{0,0405} \geq -2740,20 \quad \Rightarrow \quad \therefore N_p \leq 764,76 \text{ kN}$$

$$764,76 = n_{\text{cabos}} \times 0,98 \times 138,035 \quad \therefore n_{\text{cabos}} = 5,65 \text{ cabos}$$



Capítulo 7 – Exemplo 10

Concreto Protendido CAA II – sistema de pré-tração

Verificação no $t = 0$ (estado em vazio)

Armadura Passiva Positiva: adotando mesmo centro de gravidade das armaduras

$$A_p \times \sigma_{pd} + A_s \times f_{yd} = \frac{M_d}{z} \Rightarrow A_p \times \sigma_{pd} + A_s \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{M_d}{KZ \times d} \quad \Rightarrow \quad \therefore A_s = 7,05 \text{ cm}^2$$

Armadura Passiva Negativa:

Tensões nas borda superior e inferior

$$\therefore \sigma_s = -2275,43 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore \sigma_i = 6283,58 \text{ kN/m}^2$$

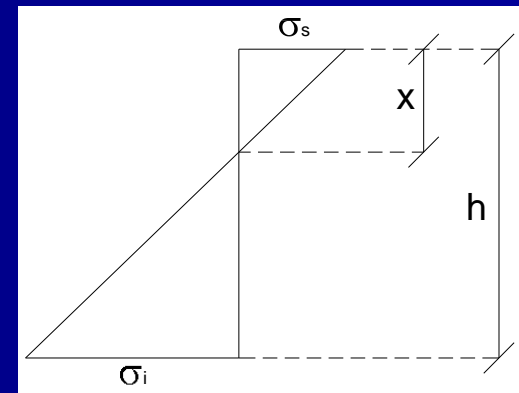
Semelhança de Triângulos

$$\frac{\sigma_s}{x} = \frac{\sigma_s + \sigma_i}{h} \Rightarrow \therefore x = \frac{\sigma_s \times h}{\sigma_s + \sigma_i} = 23,93 \text{ cm}$$

$$\therefore F_{\text{tração}} = -81,68 \text{ kN}$$

$$A'_s = \frac{F_{\text{tração}} \times 1,4}{f_{yd}} = 4,57 \text{ cm}^2$$

Foi realizada uma solução com tensão nula na face superior, determinando a utilização de 1 cabo de 12,7 mm e acréscimo de 20,67 cm² de armadura passiva.



Capítulo 7 – Exemplo 10

Concreto Protendido CAA II – sistema de pré-tração

Verificação no ELS

Para esta tipologia são exigidas na verificação:

Combinação Freqüente – ELS-F $\psi_1 = 0,6$

Combinação Quase Permanente – ELS-D $\psi_2 = 0,4$

Combinação Freqüente – ELS-F:

$$\therefore -0,21 \times f_{ck}^{2/3} \leq \sigma \leq 0,70 \times f_{ckj}$$

$$\therefore -2456 \leq \sigma \leq 28000 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Limites de tensões}$$

Borda Inferior:

$$\sigma_i = \frac{N_{ptotal}}{A_c} + \frac{N_p \times e_p}{W_i} - \frac{\sum M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{\sum M_{g4} + M_{g5} + \psi_1 \times M_q}{W_{i,comp}} = -5738,02 < -2456 \text{ kN/m}^2 \quad \text{não atende}$$

Borda Superior:

$$\sigma_s = \frac{N_{ptotal}}{A_c} - \frac{N_p \times e_p}{W_s} + \frac{\sum M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_s} + \frac{\sum M_{g4} + M_{g5} + \psi_1 \times M_q}{I_{s,comp}} \times y_k = 7547,43 < 28000 \text{ kN/m}^2 \quad \text{atende}$$

Capítulo 7 – Exemplo 10

Concreto Protendido CAA II – sistema de pré-tração

Verificação no ELS

Combinação Quase Permanente – ELS-D:

$$0 \leq \sigma \leq 0,70 \times f_{ckj}$$

$$\therefore 0 \leq \sigma \leq 28000 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Limites de tensões}$$

Borda Inferior:

=0

$$\sigma_i = \frac{N_{total}}{A_c} + \frac{N_p \times e_p}{W_i} - \frac{\sum M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{\sum M_{g4} + M_{g5} + \psi_2 \times M_q}{W_{i,comp}} = -5070,47 < 0$$

não atende

Borda Superior:

$$\sigma_s = \frac{N_{total}}{A_c} - \frac{N_p \times e_p}{W_s} + \frac{\sum M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_s} + \frac{\sum M_{g4} + M_{g5} + \psi_2 \times M_q}{I_{comp}} \times y_k = 7274,49 < 28000 \text{ kN/m}^2 \quad \text{atende}$$

A verificação de fissuração não foi atendida na borda inferior da combinação quase permanente (pior caso), portanto determina-se um novo número de cabos.

$$n_{cabos} = 8,40 \text{ cabos} \quad \text{DIE}$$

Capítulo 7 – Exemplo 10

Concreto Protendido CAA II – sistema de pré-tração

Verificação no ELS

estado em vazio = 5 cabos
estado de serviço = 8 cabos

NÃO HÁ SOLUÇÃO

Colocação de armadura ativa na borda superior

Adotada 2 cabos de 12,7 mm com perda de 14,85%

Verificação na combinação Quase Permanente

Borda Inferior:

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A_c} - \frac{N_p \times e_p}{W_i} + \frac{N_{total}}{A_c} + \frac{N_p \times e_p}{W_i} - \frac{\sum M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{\sum M_{g4} + M_{g5} + \psi_2 \times M_q}{W_{i,comp}} \rightarrow 0 \Rightarrow N_p = 1031,96kN$$

Número de cabos na borda inferior

$$1031,96 = n_{cabos} \times 0,98 \times 145,3 \times (1 - 0,2298)$$

$$n_{cabos} = 9,41 \approx 10 \text{ cabos}$$

Faz-se necessário novamente a verificação no $t = 0$ (estado em vazio).

$$\sigma_s = -191kN/m^2 > -2740,20kN/m^2$$

$$\sigma_i = 9210kN/m^2 < 14700kN/m^2$$

Como as tensões estão dentro do limite estabelecido pela NBR6118:2007 a peça está verificada quanto à abertura de fissuras.

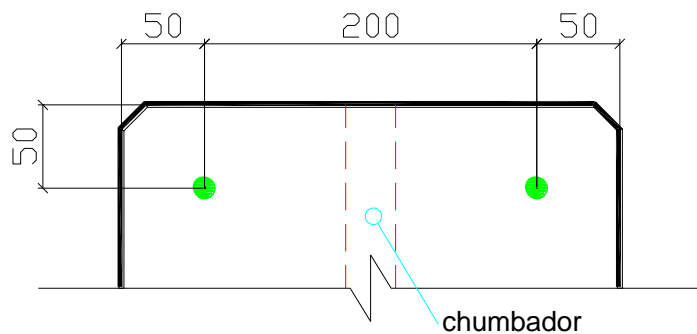
Capítulo 7 – Exemplo 10

Concreto Protendido CAA II – sistema de pré-tração

Detalhamento

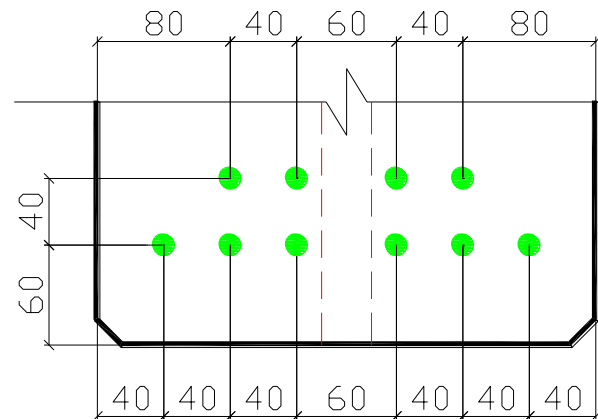
Protensão

Borda Superior



● 2x CP190 RB Ø12,7 mm

Borda Inferior



● 10x CP190 RB Ø12,7 mm

4 N2 Ø6,5 mm
6 N3 Ø12,5 mm

Capítulo 7 – Exemplo 10

Resultados Obtidos

Caso	Situação	CAA	Protensão	As (cm ²)	Ap (cm ²)	A's (cm ²)	A'p (cm ²)	Condição determinante
a	Concreto armado	II	-----	24,10	--	--	--	ELU
b	concreto protendido	I	parcial	7,05	4,90	4,57	--	ELU e ELS
c	concreto protendido	II	limitada	6,85	9,80	---	1,96	ELS
d	concreto protendido	III e IV	completa	6,85	9,80	---	1,96	ELS

7) Consideração da perda de protensão na determinação da área de armadura ativa.

Resolvendo exemplo similar ao de FALEROS (2010), INFORSATO (2009) determinou a quantidade necessária em uma viga de seção composta como a apresentada anteriormente, mas calculando as perdas de protensão considerando as perdas progressivas. Mostrou que as perdas de cabos superiores (usados no projeto) é diferente dos cabos principais inferiores e através de uma simulação dada na tabela 7 mostrou a importância da determinação das perdas. O exemplo foi feito considerando CAA II e valores característicos iguais aos de FALEROS JUNIOR.

Tabela 7: Números de cabos necessários em função da estimativa da perda de protensão.

	Perda cabo superior	Perda cabo inferior	Nº de cabos necessários	Nº. de cabos estimados / nº. de cabo calculado
Estimativa 1	10%	15%	7	0,70
Estimativa 2	20%	30%	12	1,20
Situação de cálculo	15,45%	22,98%	10	1,00

Considerações Finais

- ✓ Não há uma definição prévia da situação predominante sem a realização dos cálculos;

- ✓ Situações que não há solução

$$t = 0 \quad n_{cabos} = k \quad t = \infty \quad n_{cabos} = m$$

Se $k < m$ não há solução

Seções com pequena relação entre momento total e do peso próprio;

- ✓ Utilização de armadura ativa na face superior é necessária quando a verificação determinante é no ELU no estado em vazio;
- ✓ O Uso de um grau qualquer de protensão (armadura ativa e armadura passiva) acaba só sendo possível na protensão parcial.
- ✓ O valor da perda de protensão influencia no cálculo da armadura de protensão.
- ✓ Quando analisada no ELS a condição predominante foi a decompressão; (seria o caso de eliminar esta verificação ??)

Referências Bibliográficas

- AGOSTINI, L. R. S. - **Concreto Protendido - estudo das vigas isostáticas**. São Paulo – SP: Editora - Livraria Ciência e Tecnologia Editora Ltda. 1983.
- AMAZON J., **Concreto Armado e Protendido, princípios e aplicação**, Rio de Janeiro. Editora: Livros técnicos e científicos, editora S.A., 1976.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR-6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007. 221p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR-7197**: Projeto de estruturas em concreto protendido. Rio de Janeiro, 1989. 71p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2004. 43p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR-14931**: Execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004. 53 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR-12655**: Concreto, preparo, controle e recebimento. Rio de Janeiro, 1996. 7 p.
- BUCHAIM, R., **Concreto Protendido – Tração axial, flexão simples e força cortante**. Londrina – PR. Editora: EDUEL, 2007. 226 p.
- CARVALHO, R. C; FILHO. J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. Segundo a NBR 6118:2003**. 3.ed. São Carlos. EDUFSCAR, 2007. 367 p.
- CARVALHO, R. C., Notas de aula: **Estruturas em concreto protendido: cálculo e detalhamento**. São Carlos, 2008.

Referências Bibliográficas

- CAUDURO, E. L., **Protensão com cordoalhas engraxadas e plastificadas - Pós-tensão com sistema não aderente**. 38o REIBRAC -1996
- CHOLFE, L., BONILHA, L. A. S. - **Concreto Protendido Teoria e Prática**. São Paulo: Escola de Engenharia Mackenzie, sd 44 p.
- COLLINS, M. P., **Prestressed Concrete Structures**. Ontario – Canada. Editora: Response Publications, 1997.
- COLLINS, M. P., MITCHELL, D., **Prestressed concrete basics**. Ontario –Ottawa. 1ª edição. Editora: The Canadian Prestressed Concrete Institute. 1987.
- ELLIOTT, K.S., **Precast Concrete Structures**. Oxford. Editora: Butterworth Heinemann, 2002.
- FRANÇA, R. L. S., ISHITANI, H. e GRAZIANO, F., **Concreto protendido – Conceitos Fundamentais**. São Paulo: Escola Politécnica – USP. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, 2004. Revisão 1 (preliminar).
- FUSCO, P.B. (1995). **Técnica de armar as estruturas de concreto**. 1º edição. São Paulo: Pini.
- HANAI, J. B., **Fundamentos do Concreto Protendido**. São Carlos: EESC: Departamento de Engenharia de Estruturas, 2005. 116 p. Apostila.
- INFORSATO, T. B., **Considerações sobre o projeto, cálculo e detalhamento de vigas pré-fabricadas protendidas com aderência inicial em pavimentos de edificações**. Dissertação– Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. 2009.
- LEONHARDT, F., **Construções de concreto – Concreto Protendido**. Rio de Janeiro vol.5. Editora: Interciência Ltda. 1983.

Referências Bibliográficas

- LEONHARDT, F., **Prestressed concrete**. Berlim 2nd. Editora: W. Ernst & Son, 1964.
- LIN, T. Y., BURNS, N. H., **Desagn of prestressed concrete strutures**, 3ª edição, Editora: John Wiley & Sons, Inc., 1981.
- MASON, J., **Concreto armado e protendido**. Rio de Janeiro. Editora: Livros técnicos e científicos editora S.A. 1976.
- MADARÁS E., **Curso de Concreto Protendido**. Santos. volume 1, Universidade Santa Cecília dos Bandeirantes – Departamento de Engenharia Civil. 1973.
- MELO, C.E.E., **Manual Munte de Projetos Pré-fabricados de Concreto**. São Paulo: ED. PINI, 2004.
- NAWY, E. G., **Prestressed Concrete**. New Jersey. 2ª edição, Editora: Prentice Hall. 1995.
- PETRUCELLI, N. S., **Considerações sobre Projeto e Fabricação de Lajes Alveolares Protendidas**. Dissertação, Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2009.
- PFEIL, W., **Concreto protendido**. Rio de Janeiro. Editora: Livros técnicos e científicos editora S.A. 1980.
- ROCHA, A. M., **Novo Curso Prático de Concreto Armado e Concreto Protendido**. Rio de Janeiro. Volume V – Editora: Científica - 2a Edição. 1972.
- RUSCH, H. **Hormigón armado y hormigón pretensado**. Continental, Barcelona, 1975.
- SANTOS, L. M., **Sub-rotinas básicas do dimensionamnetode concreto armado**. São Paulo. Volume 1, Editora: Thot. 1994.
- VASCONCELOS, A. C. **Manual prático para a correta utilização dos aços no concreto protendido em obediência as normas atualizadas**. Belo Horizonte. Editora: Livros técnicos e científicos editoria S. A. Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira. 1980.¹

Agradecimentos

Instituto de Engenharia



Eng. Rafael Timerman

Eng. Msc. José Herbet Faleiros Jr.

Eng. Msc. Thiago B. InForsato

Eng. Msc. Natália Petrucelli

Eng. Matheus L. G. Marquesi_

ROBERTO CHUST CARVALHO IE