



1

Conceitos Básicos CONCRETO PROTENDIDO

1. Introdução

O concreto resiste bem à compressão, mas não tão bem à tração. Normalmente a resistência à tração do concreto é da ordem de 10% da resistência à compressão do concreto. Devido a baixa capacidade de resistir à tração, fissuras de flexão aparecem para níveis de carregamentos baixos. Como forma de maximizar a utilização da resistência à compressão e minimizar ou até eliminar as fissuras geradas pelo carregamento, surgiu a idéia de se aplicar um conjunto de esforços auto-equilibrados na estrutura, surgindo aí o termo **protensão**.

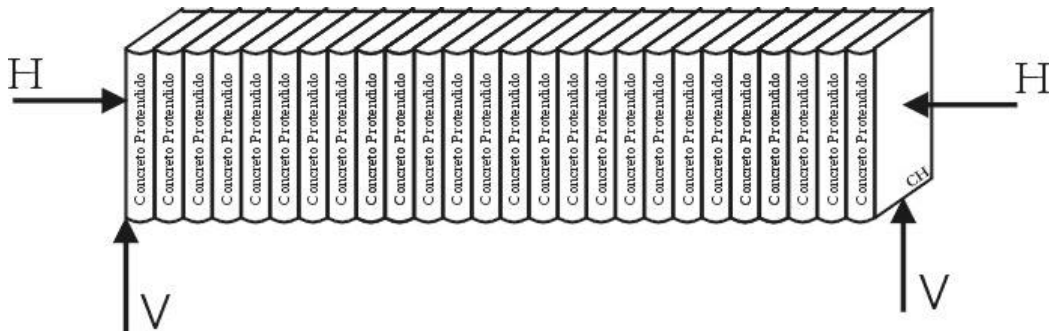


Figura 1. Fila de livros.

Na figura 1 temos um exemplo clássico de como funciona a protensão. Quando se quer colocar vários livros na estante, aplicamos forças horizontais comprimindo-os uns contra os outros a fim de mobilizar as forças de atrito existente entre eles e forças verticais nas extremidades da fila, e assim, conseguirmos colocá-los na posição desejada.

Tecnicamente o concreto protendido é um tipo de concreto armado no qual a armadura ativa sofre um pré-alongamento, gerando um sistema auto-equilibrado de esforços (tração no aço e compressão no concreto). Essa é a diferença essencial entre concreto protendido e armado. Deste modo o elemento protendido apresenta melhor desempenho perante às cargas externas de serviço.

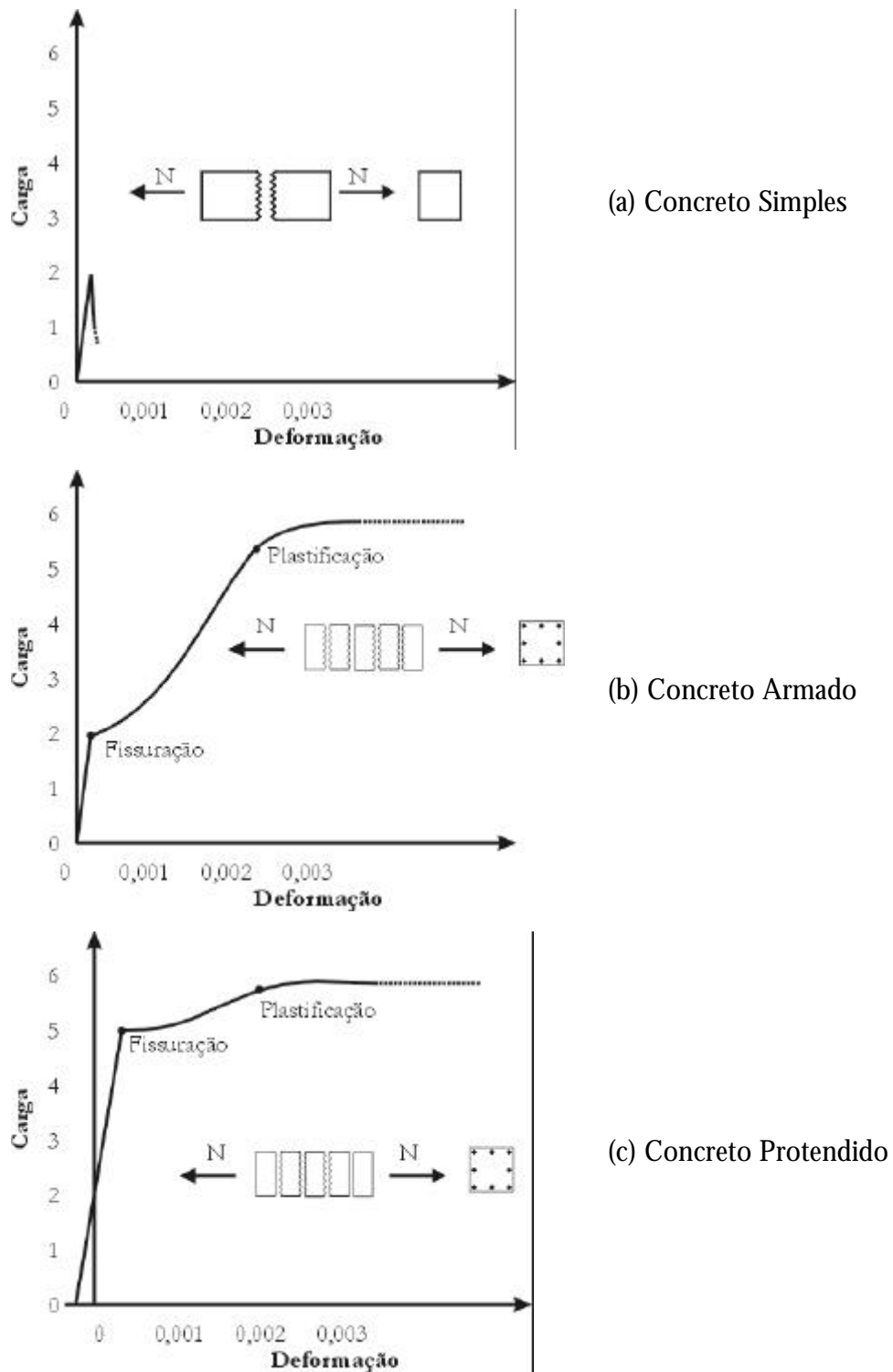


Figura 2. Diferença de comportamento de um tirante

Na figura 2 observamos o comportamento do gráfico Carga-Deformação de um tirante tracionado sem armadura (Concreto Simples), com armadura sem protensão (Concreto Armado) e com armadura protendida (Concreto Protendido). A pré-compressão,

decorrente do pré-alongamento da armadura ativa do tirante, aumenta substancialmente a capacidade de resistir ao carregamento externo necessário antes de iniciar a fissuração.

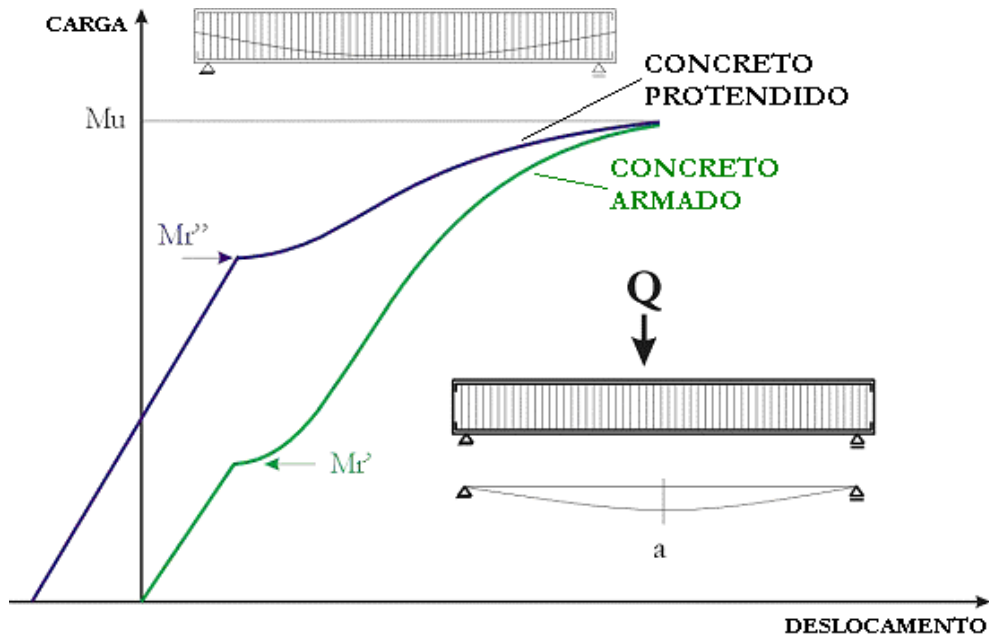


Figura 3. Carga deslocamento em peças fletidas de concreto armado e concreto protendido.

Na figura 3, mostra-se a diferença da curva carga-flecha em uma viga de concreto armado (CA) e em uma viga com armadura de protensão (CP). Ambas têm a mesma capacidade última (M_u), mas a peça protendida tem um momento de fissuração (M_r'') muito maior que a viga de concreto armado. Devido a contraflecha inicial da viga protendida, suas deformações iniciais são menores do que a viga de concreto armado, para um mesmo nível de carregamento.

1.1. Noções Preliminares

Considere-se a viga esquematizada na figura 4:

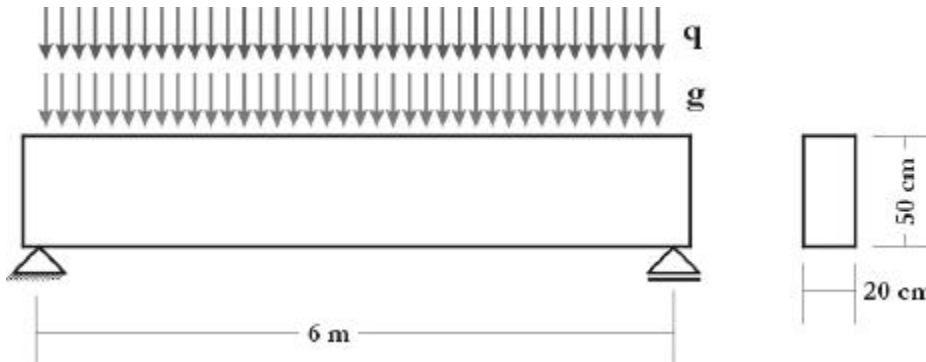


Figura 4. Viga com carregamento permanente (g) e variável (q).

a) Considere-se a atuação isolada da carga acidental $q = 22,2 \text{ kN/m}$.

A esta carga corresponde o momento fletor máximo no meio do vão:

$$M_{q,\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{22,2 \times 6^2}{8} = 100 \text{ kN.m}$$

Nesta seção, em regime elástico linear, as tensões extremas valem:

$$\sigma_{q,\text{sup}} = \frac{M_{q,\max}}{I} \cdot y_{\text{sup}} = \frac{M_{q,\max}}{\frac{bh^3}{12}} \cdot \left[\frac{-h}{2} \right] = \frac{M_{q,\max}}{\frac{bh^2}{6}} = \frac{M_{q,\max}}{W_{\text{sup}}} = \frac{100 \times 10^{-3}}{\frac{0,2 \times 0,5^2}{6}} = -12 \text{ MPa}$$

e

$$\sigma_{q,\text{inf}} = \frac{M_{q,\max}}{I} \cdot y_{\text{inf}} = \frac{M_{q,\max}}{\frac{bh^3}{12}} \cdot \left[\frac{h}{2} \right] = \frac{M_{q,\max}}{\frac{bh^2}{6}} = \frac{M_{q,\max}}{W_{\text{inf}}} = \frac{100 \times 10^{-3}}{\frac{0,2 \times 0,5^2}{6}} = 12 \text{ MPa}$$

conforme mostra a fig. 5. Os sinais atribuídos aos módulos de resistência W_{sup} e W_{inf} permitem compatibilizar as convenções clássicas adotadas para momento fletor e tensões normais. A tensão máxima de tração vale 12 MPa junto à borda inferior e a de compressão, -12 MPa junto à borda superior.

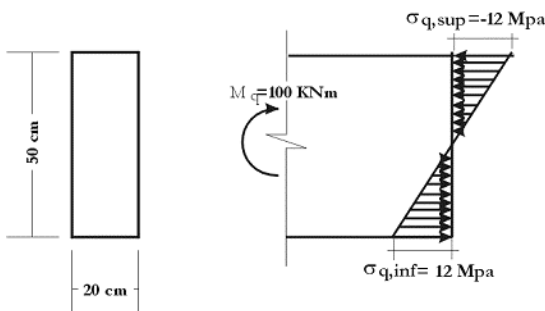


Figura 5 – Diagrama de Tensões Normais – Viga de Concreto Armado

Para o material concreto, tensões desta ordem de grandeza provocam, seguramente, a ruptura da seção transversal por tração. No concreto armado, a resistência da seção é obtida pela utilização de uma armadura aderente posicionada junto à borda tracionada. No concreto protendido, lança-se mão da “protensão” para alterar o diagrama de tensões normais tornando-o mais apropriado à resistência do concreto.

A idéia básica da protensão está ligada à redução (e eventualmente, à eliminação) das tensões normais de tração na seção. Entende-se por peça de concreto protendido aquela que é submetida a um sistema de forças especial e permanentemente aplicadas chamadas forças de protensão tais que, em condições de utilização, quando agirem simultaneamente com as demais ações, impeçam ou limitem a fissuração do concreto. Normalmente, as forças de protensão são obtidas utilizando-se armaduras adequadas chamadas armaduras de protensão.

b) Considere-se a aplicação da força de protensão $P = 1200$ kN centrada na seção mais o efeito da carga acidental do item a).

Para isso, imagine-se que a viga seja de concreto com uma bainha metálica flexível e vazia posicionada ao longo de seu eixo. Após o endurecimento do concreto introduz-se uma armadura nesta bainha, fig. 6A. Através de macacos hidráulicos apoiados nas faces da viga, aplique-se à armadura a força de protensão $P = 1200$ kN. Naturalmente, a seção de concreto estará comprimida com a força $P = -1200$ kN. Esta pré-compressão aplicada ao concreto corresponde ao que se denomina de protensão da viga. A tensão de compressão uniforme, decorrente desta protensão, vale:

$$\sigma_{\text{cpsup}} = \sigma_{\text{cpinf}} = \frac{P}{A_c} = \frac{P}{bh} = \frac{-1200 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,5} = -12 \text{ MPa}$$

onde desprezou-se a redução da área A_c devido ao furo (vazio correspondente à bainha). Acrescentando-se o efeito do carregamento do item a), o diagrama de tensões normais na seção do meio do vão será inteiramente de compressão, com exceção da borda inferior onde a tensão normal é nula.

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{cpsup}} + \sigma_{\text{qsup}} = -12 + (-12) = -24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \sigma_{\text{cpinf}} + \sigma_{\text{qinf}} = -12 + (12) = 0$$

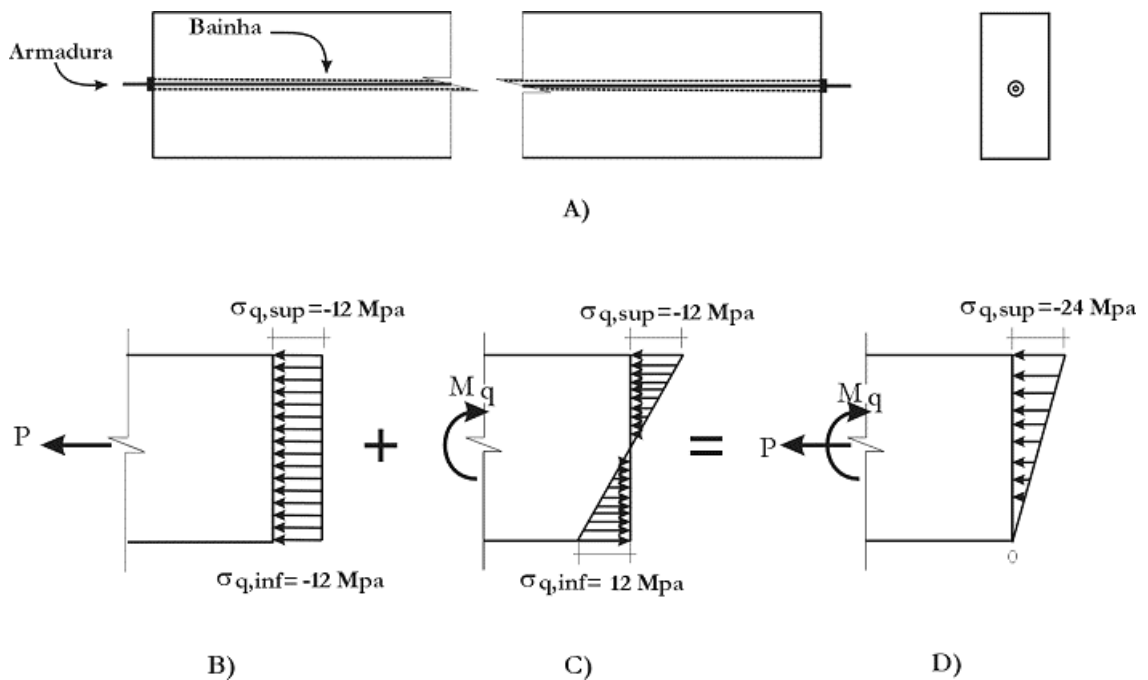


Figura 6 – Diagrama de Tensões Normais – Viga de Concreto Protendido

A tensão máxima de compressão vale -24 MPa junto à borda superior da seção e a tensão mínima será nula na borda inferior. Desta forma a tensão normal de tração foi eliminada. Observa-se que a tensão máxima de compressão corresponde ao dobro da tensão devida à carga acidental q .

O diagrama de tensões normais ao longo do vão da viga varia entre os valores esquematizados nas figuras 6B e 6D, pois o momento fletor aumenta de zero nos apoios ao valor máximo no meio do vão.

c) Considere-se a protensão $P = 600 \text{ kN}$ aplicada com excentricidade $e_p = 8,33 \text{ cm}$, mais o efeito da carga acidental do item a)

De maneira análoga ao que foi visto no item b), se a posição da bainha for deslocada paralelamente ao eixo da viga de 8,33 cm, conforme mostra a fig. 7A, e reduzir-se a força de protensão P para 600 kN, as seções da viga ficam submetidas à força normal $N_p = -600 \text{ kN}$ e ao momento $P \cdot e_p$:

$$M_p = P e_p = -600 \times 0,0833 = -50 \text{ kN.m}$$

As tensões normais extremas devidas à protensão passam a valer:

$$\sigma_{cpsup} = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_p}{W_{sup}} = P \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_{sup}} \right) = -600 \left(\frac{1}{0,2 \times 0,5} - \frac{0,0833 \times 6}{0,2 \times 0,5^2} \right) = 0$$

e

$$\sigma_{cpinf} = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_p}{W_{inf}} = P \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_{inf}} \right) = -600 \left(\frac{1}{0,2 \times 0,5} + \frac{0,0833 \times 6}{0,2 \times 0,5^2} \right) = -12 \text{ MPa}$$

resultando um diagrama triangular de tensões normais de compressão.

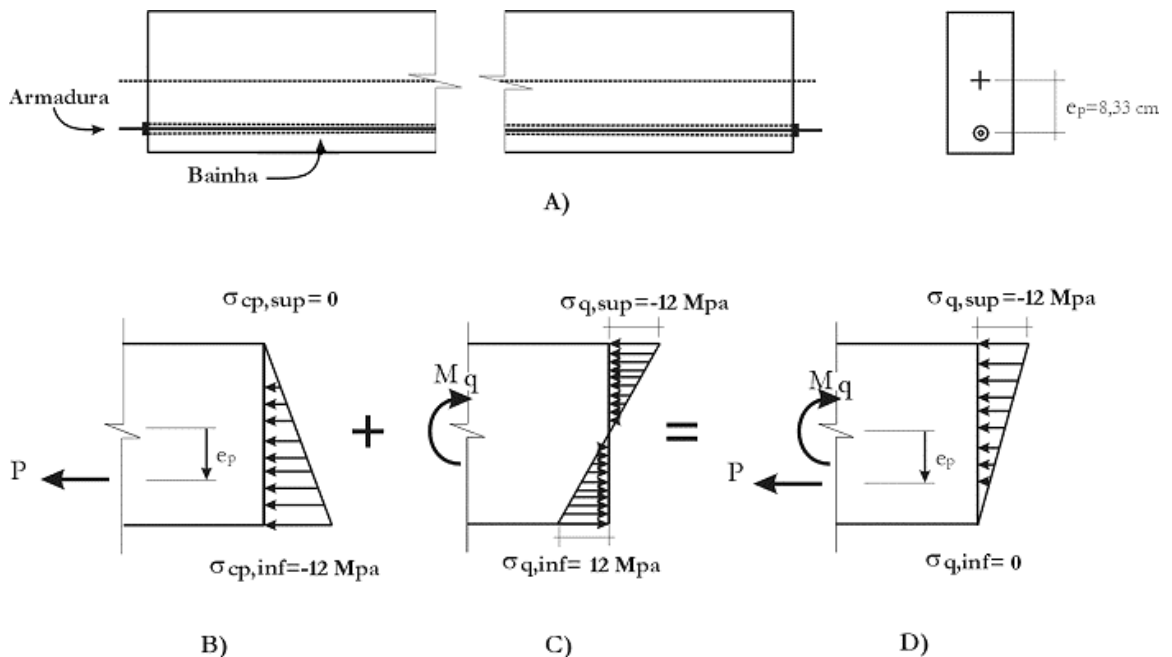


Figura 7 – Diagrama de Tensões Normais – Viga de Concreto Protendido (Protensão Excêntrica)

Se for acrescentado o carregamento do item a), o diagrama resultante de tensões normais, na seção do meio do vão, será triangular e inteiramente de compressão.

$$\sigma_{sup} = \sigma_{cpsup} + \sigma_{qsup} = 0 + (-12) = -12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \sigma_{cpinf} + \sigma_{qinf} = -12 + (12) = 0$$

A tensão máxima de compressão vale -12 MPa junto à borda superior da seção e a tensão mínima será nula na borda inferior. A máxima tensão de compressão final coincide com a máxima tensão de compressão devido apenas à protensão, havendo apenas troca das bordas. A tensão máxima final de compressão foi reduzida à metade do caso b), mostrando a indiscutível vantagem desta solução sobre a anterior. O diagrama de tensões normais ao longo do vão da viga varia entre os valores esquematizados nas figuras 7B e 7D, pois o momento fletor aumenta de zero junto aos apoios ao valor máximo no meio do vão.

d) Acrescente-se ao caso do item c) o efeito da carga permanente total $g = 14,22$ kN/m.

O momento fletor máximo no meio do vão vale:

$$M_g = \frac{gl^2}{8} = \frac{14,22 \times 6^2}{8} = 64 \text{ kN.m}$$

e as tensões normais extremas:

$$\sigma_{g\text{sup}} = \frac{M_g}{W_{\text{sup}}} = -7,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{g\text{inf}} = \frac{M_g}{W_{\text{inf}}} = 7,68 \text{ MPa}$$

Superpondo-se o efeito deste carregamento à situação do item c), o diagrama de tensões normais na seção mais solicitada passa a ser o indicado na fig. 8, pois

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{cpsup}} + \sigma_{\text{qsup}} + \sigma_{\text{gsup}} = 0 + (-12) + (-7,68) = -19,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \sigma_{\text{cpinf}} + \sigma_{\text{qinf}} + \sigma_{\text{ginf}} = -12 + (12) + (7,68) = 7,68 \text{ MPa}$$

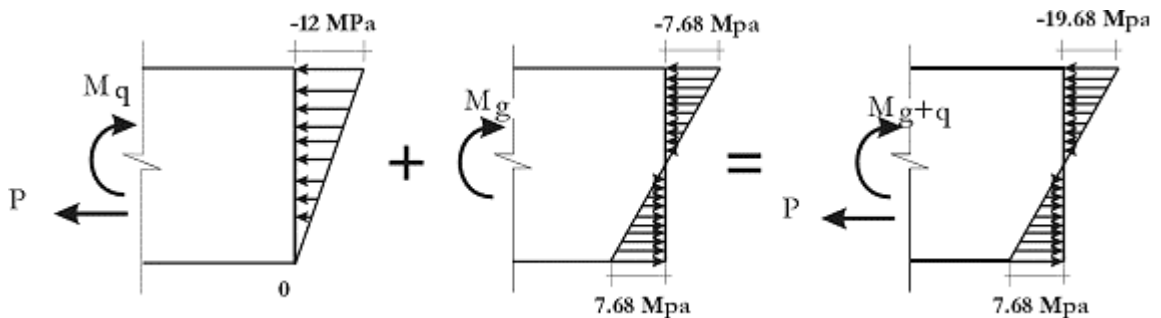


Figura 8 – Diagrama de Tensões Normais (G + Q) – Viga de Concreto Protendido (Protensão Excêntrica)

Nota-se o aparecimento de uma tensão de tração de 7,68 MPa junto à borda 2, e a tensão máxima de compressão aumenta, atingindo - 19,68 MPa na borda 1.

É importante observar que a tensão de tração resultante pode ser eliminada simplesmente aumentando a excentricidade da armadura de protensão para $e_p = 0,19$ m. O aumento de excentricidade vale exatamente $e_g = -M_g / N_p = -64 / (-600) = 0,107$ m. De fato, as novas tensões normais devidas à protensão valem:

$$\sigma_{cpsup} = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_p}{W_{sup}} = P \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_{sup}} \right) = -600 \left(\frac{1}{0,2 \times 0,5} - \frac{0,19 \times 6}{0,2 \times 0,5^2} \right) = 7,68 \text{ MPa}$$

e

$$\sigma_{cpinf} = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_p}{W_{inf}} = P \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_{inf}} \right) = -600 \left(\frac{1}{0,2 \times 0,5} + \frac{0,19 \times 6}{0,2 \times 0,5^2} \right) = -19,68 \text{ MPa}$$

e, portanto,

$$\sigma_{sup} = \sigma_{cpsup} + \sigma_{qsup} + \sigma_{gsup} = 7,68 + (-12) + (-7,68) = -12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \sigma_{cpinf} + \sigma_{qinf} + \sigma_{ginf} = -19,68 + (12) + (7,68) = 0$$

Assim, o efeito do peso próprio foi compensado simplesmente pelo aumento da excentricidade da força de protensão (aumento da distância da armadura de protensão em relação ao CG da seção) sem gasto adicional de material. Naturalmente, esta compensação apresenta um limite pois é necessário manter um cobrimento mínimo de proteção desta armadura.

Da análise do diagrama de tensões normais ao longo da viga, pode-se observar que nas proximidades dos apoios aparecem tensões de tração. Particularmente, na seção do apoio esta tensão atinge 7,68 MPa. Para anular esta tensão, a excentricidade da força de protensão deve reassumir o valor $e_p = 8,33$ cm. Na prática, isto pode ser obtido, de maneira aproximada, alterando-se o perfil reto da armadura ao longo da viga por um perfil curvo (em geral parabólico). Conforme mostra a fig. 9, o trecho parabólico pode ter o seu início no meio do vão e passar pelo ponto A junto ao apoio.

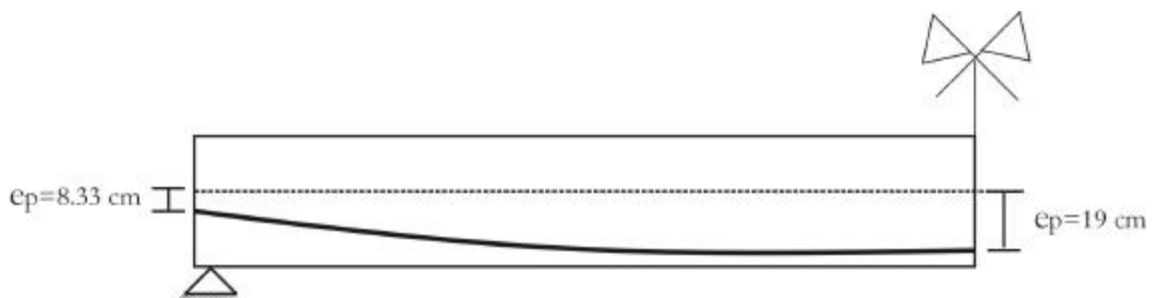


Figura 9 – Perfil da armadura de protensão

O perfil parabólico procura acompanhar a variação da excentricidade $e_g = -M_g/N_p$ ao longo da viga.

Em estruturas isostáticas, o fato da armadura de protensão ser curva não altera o ponto de aplicação da força correspondente à protensão. Este continua sendo o ponto de passagem da armadura na seção transversal. De fato, com base na fig. 10, o equilíbrio separado da armadura (suposta flexível) exige a presença da força P junto à seção analisada e, também, da pressão radial

$$p_r = \frac{P}{r}$$

onde r é o raio de curvatura local. As cargas atuantes na armadura isolada agem, como carregamento de sentido contrário, sobre a viga de concreto. As reações de apoio são nulas, pois a estrutura é isostática (a estrutura deforma-se livremente sob ação da protensão). Desta forma, o esforço resultante na seção transversal é exatamente $-P$, aplicado no ponto de passagem da armadura na seção transversal e com a inclinação do cabo neste ponto.

Em estruturas hiperestáticas, a protensão pode gerar reações de apoio (reações hiperestáticas de protensão) que geram esforços (hiperestáticos) adicionais de protensão nas seções.

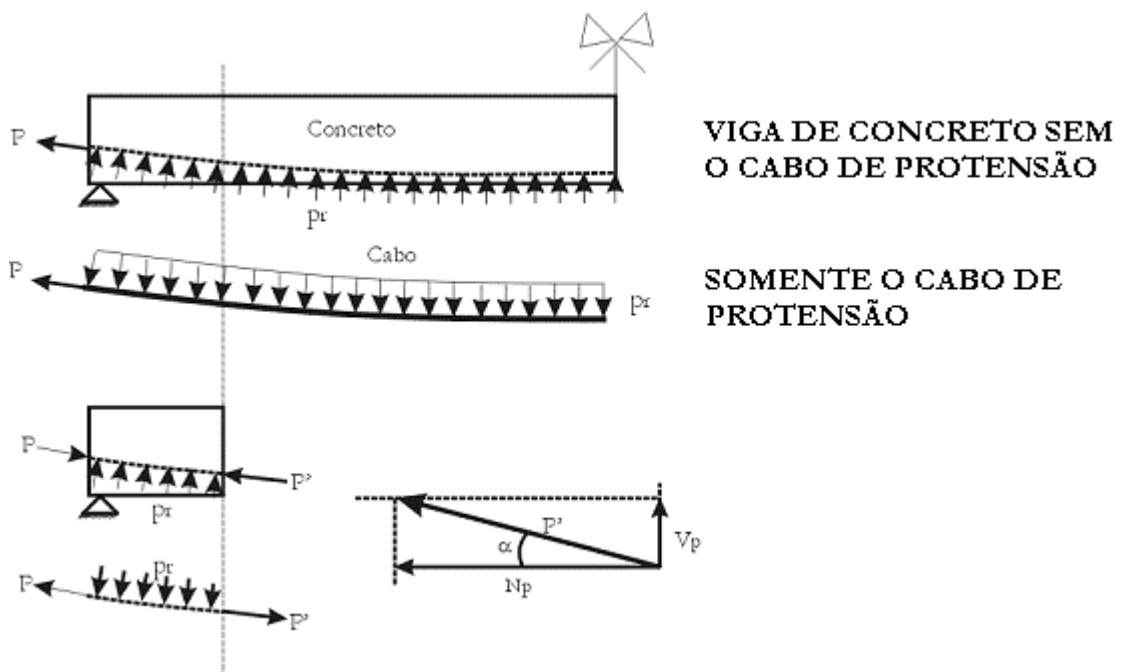


Figura 10 – Diagrama de Equilíbrio de uma Viga de Concreto Protendido Isostática

Convém observar que, mesmo sendo admitida a constância da força de tração (P) na armadura de protensão, a força normal equivalente é variável no trecho curvo desta armadura, pois:

$$N_p = -P \cos \alpha$$

como, em geral, o ângulo α é pequeno pode-se admitir $N_p \approx -P$, pelo menos para efeito de pré-dimensionamento das seções. Vale observar, também, o aparecimento da força cortante equivalente:

$$V_p = -P \sin \alpha$$

Na realidade, como será visto mais adiante, a força normal de tração na armadura de protensão também varia um pouco ao longo do cabo por causa das inevitáveis perdas de protensão.

Normalmente, a força de protensão é obtida pela utilização de um grupo de cabos que, por sua vez, são constituídos de várias cordoalhas. Cada cabo tem um desenvolvimento longitudinal próprio. Contudo, as análises podem ser efetuadas com o “cabo equivalente” (ou “cabo resultante”). Este cabo virtual tem a força de protensão P e o seu ponto de passagem é dado pelo centro de gravidade das forças de protensão de cada cabo na seção.

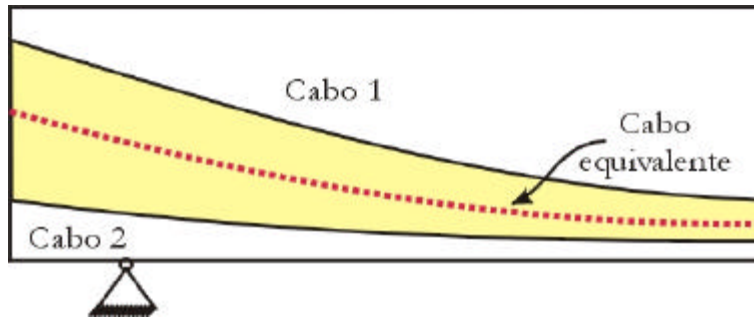


Figura 11 – Cabo de Protensão Equivalente

De qualquer forma, a utilização adequada de cabos curvos permite eliminar as tensões normais de tração nas seções transversais ao longo do vão.

e) Considere-se a viga constituída de concreto armado

Admita-se que a viga faça parte do sistema estrutural para uma biblioteca com carregamento constituído de $g = 14,22 \text{ kN/m}$ e $q = 22,22 \text{ kN/m}$. O dimensionamento como concreto armado, segundo a NBR6118:2003, admitindo-se $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ e aço CA50, conduz aos seguintes resultados:

Estado Limite Último (momento fletor):

$$\xi_{\text{lim}} = \xi_{34} = \frac{x_{34}}{d} = 0,438$$

$$M_{g+q} = 164,4 \text{ kN.m} \quad \rightarrow \quad \xi = 0,42 < \xi_{\text{lim}}$$

$$A_s = 12 \text{ cm}^2 \text{ (6}\phi\text{16)}$$

Estado Limite de Utilização, para a Combinação Freqüente com $\psi_1 = 0,7$:

$$M_{CF} = M_g + 0,7M_q = 134,0 \text{ kN.m}$$

$$\eta_b = 1,5 \quad \rightarrow \quad w = 0,12 < 0,3 \text{ (OK, admitindo-se fissura admissível de 0,3 mm)}$$

$$a = 1,56 \text{ cm} \approx l/270 \text{ (flecha no estágio II, de valor aceitável)}$$

f) Considere-se, agora, a protensão obtida com armadura CA60 (apenas para efeito de análise comparativa, pois não se utiliza protensão com aço CA60)

Para se obter a força de protensão de 600 kN, se for admitida uma tensão útil no aço de 50 kN/cm² (500 MPa), seriam necessários $A_p = 12 \text{ cm}^2$ de armadura de protensão. Desta forma, aparentemente, ter-se-ia atendido às condições vistas nas análises dos itens c) e d). Veja-se contudo, o que acontece com o valor da força de protensão ao longo do tempo. Admitindo-se a atuação do carregamento utilizado no item e), resulta o diagrama de tensões normais indicado na fig. 12.

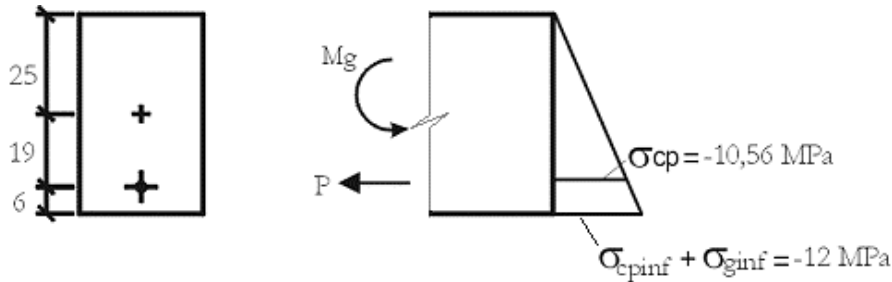


Figura 12 – Diagrama de Tensões Normais

Devido à protensão e à carga permanente, a tensão normal no concreto junto à armadura vale

$$\sigma_{c,g+p} = -10,56 \text{ MPa}$$

que corresponde a uma deformação imediata da ordem de

$$\epsilon_{ic,g+p} \cong \frac{-10,56}{20000} = -0,00053$$

onde se admitiu $E_c = 20 \text{ GPa}$.

Sabe-se que, a retração do concreto em ambiente normal é equivalente a cerca de -15°C de queda de temperatura, isto é:

$$\epsilon_{cs} = -10^{-5} \times 15 = -0,00015$$

onde se admitiu o coeficiente de dilatação térmica $\alpha_t = 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$.

Por outro lado, a deformação imediata provocada pela carga permanente pode chegar a triplicar devido ao fenômeno da fluência. Assim, pode ocorrer ao longo do tempo uma deformação total de encurtamento da ordem de

$$\epsilon_{co} \cong \epsilon_{cs} + 3\epsilon_{ic,g+p} = -0,00015 - 3 \times 0,00053 = -0,00174$$

Normalmente, após as operações de protensão, as bainhas são injetadas com nata de cimento garantindo-se a aderência entre a armadura e o concreto. Desta forma, a armadura de protensão passa a ter a mesma deformação adicional que o concreto adjacente. Para a deformação de encurtamento estimado anteriormente, tem-se uma queda de tensão na armadura de

$$\Delta\sigma_p \cong E_p \varepsilon_{co} = -2,1 \times 10^5 \times 1,74 \times 10^{-3} = -365,4 \text{ MPa}$$

Onde adotou-se para o módulo de elasticidade da armadura o valor $E_p = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$. Essa redução na tensão normal de tração na armadura provoca a queda da força efetiva de protensão para

$$P_{ef} = 600 - 36,54 \times 12 = 161,52 \text{ kN.}$$

É inviável, na prática, considerar esta redução da protensão no dimensionamento.

Como conclusão, pode-se afirmar que armaduras usuais de concreto armado com resistências de escoamento limitadas a cerca de 600 MPa ficam automaticamente excluídas para uso como armadura de protensão por causa das perdas inevitáveis que, praticamente, anulam o efeito de protensão.

g) Considere-se, agora, a viga de concreto armado utilizando armadura de protensão (aço de alta resistência).

Admita-se a situação do item d) com armadura de alta resistência com $f_{yk} = 1500 \text{ MPa}$. A solução em armadura simples é obtida no domínio 4 com $A_s = 6,32 \text{ cm}^2$, nos estados limites de utilização tem-se fissuras de cerca de 3,6 décimos de mm ($\phi 16$) e flecha da ordem de 3,5 cm ($\approx l/170$), ambas, seguramente, além dos limites aceitáveis. Neste caso particular, o dimensionamento conduziu a uma peça com pouca utilidade (Domínio 4), onde não se consegue deformar a armadura de modo a permitir a exploração de sua elevada resistência. A conclusão é de que as armaduras de alta resistência não são apropriadas para o uso em concreto armado, ou seja, sem a pré-tensão.

h) Finalmente, considere-se a viga protendida com armadura de alta resistência

A protensão através de armaduras de alta resistência permite a utilização de tensões de protensão da ordem de 1300 MPa. Neste nível de solicitação da armadura, as perdas de protensão mencionadas são perfeitamente assimiladas resultando em tensões efetivas de cerca de 1000 MPa. Garante-se, assim, o efeito da protensão na peça, a fissuração é praticamente inexistente e a flecha é substancialmente reduzida pois a rigidez à flexão corresponde ao momento de inércia da seção não fissurada. Um outro aspecto, também de importância, é o fato da oscilação de tensão na armadura devida à atuação da carga acidental ser percentualmente pequena reduzindo o efeito da fadiga.

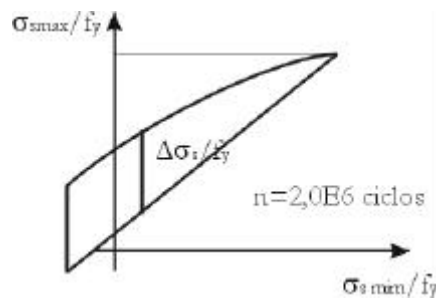


Figura 13 – Diagrama de Goodman

A fig. 13 apresenta, esquematicamente, o clássico diagrama de Goodman.

1.2. Breve histórico

Datam do final do século passado, as primeiras experiências de uso do concreto protendido. Foram tentativas fracassadas provocadas pelas perdas provenientes da retração e fluência do concreto que praticamente anularam as forças iniciais de protensão.

Eugene Freyssinet (França, 1928) utilizou arames refileados de alta resistência resolvendo o problema gerado pela perda progressiva de protensão.

Hoyer, na Alemanha, fez as primeiras aplicações práticas do concreto protendido com aderência inicial utilizando fios de alta resistência.

A primeira ponte protendida foi a de Aue, na Alemanha, projetada por Dischinger (1936) com protensão sem aderência (cabos externos).

Com os equipamentos e ancoragens de protensão (fabricados inicialmente por Freyssinet na França em 1939 e Magnel na Bélgica em 1940), divulgou-se o uso do concreto protendido nas obras.

Ulrich Finsterwalder, desenvolveu a aplicação do protendido às pontes construídas em balanços sucessivos, processo originalmente utilizado por Emilio Henrique Baumgart no projeto e construção da ponte de concreto armado sobre o Rio do Peixe em Herval, Santa Catarina.

No Brasil, a primeira ponte protendida foi construída no Rio de Janeiro em 1949, projetada por Freyssinet.

Inicialmente, procurava-se eliminar totalmente as tensões normais de tração com a protensão (protensão completa). Atualmente, existe a tendência em utilizar a protensão parcial onde, em situações de combinações extremas de ações, permite-se a fissuração da peça como ocorre no concreto armado. Desta forma tem-se, hoje, a unificação do concreto 2armado com o concreto protendido constituindo o concreto estrutural.

1.3. Vantagens do concreto protendido

- a) **Emprego de aços de alta resistência.** Estes aços não são viáveis no concreto armado devido à presença de fissuras de abertura exagerada provocadas pelas grandes deformações necessárias para explorar a sua alta resistência; além disso, em certas situações existem dificuldades para se conseguir estas deformações. Ao mesmo tempo que a alta resistência constitui uma necessidade para a efetivação do concreto protendido (por causa das perdas progressivas), ela elimina os problemas citados.
- b) **Eliminação das tensões de tração.** Havendo necessidade, consegue-se eliminar as tensões de tração e, portanto, a fissuração do concreto. De qualquer forma, constitui um meio eficiente de controle de abertura de fissuras quando estas forem permitidas.
- c) **Redução das dimensões da seção transversal.** O emprego obrigatório de aços de alta resistência associado a concretos de maior resistência, permite a redução das dimensões da seção transversal com redução substancial do peso próprio. Tem-se,

assim, estruturas mais leves que permitem vencer maiores vãos. Também, a protensão favorece a resistência ao cisalhamento, além de reduzir a força cortante efetiva.

- d) Diminuição da flecha.** A protensão, praticamente, elimina a presença de seções fissuradas. Tem-se, assim, redução da flecha por eliminar a queda de rigidez à flexão correspondente à seção fissurada.
- e) Desenvolvimento de métodos construtivos.** A protensão permite criar sistemas construtivos diversos: balanço sucessivo, pré-moldados, etc.

1.4. Problemas com armaduras ativas e desvantagens do concreto protendido

- a) **Corrosão do aço de protensão.** Como nos aços de concreto armado as armaduras de protensão também sofrem com a corrosão eletrolítica. No entanto nas armaduras protendidas apresentam outro tipo de corrosão - denominada corrosão sob tensão (stress-corrosion) - fragilizando a seção da armadura, além de propiciar a ruptura frágil. Por este motivo a armadura protendida **deve ser muito protegida.**
- b) **Perdas de protensão.** São todas as perdas verificadas nos esforços aplicados nos cabos de protensão.
 - b.1) Perdas imediatas,** que se verificam durante a operação de estiramento e ancoragem dos cabos:
 - b.1.1) Perdas por atrito,** produzidas por atrito do cabo com peças adjacentes, durante a protensão;
 - b.1.1.2) Perdas nas ancoragens,** provocadas por movimentos nas cunha de ancoragem, quando o esforço no cabo é transferido do macaco para a placa de apoio;
 - b.1.1.3) Perdas por encurtamento elástico do concreto.**
 - b.2) Perdas retardadas, que ocorrem durante vários anos:**
 - b.2.1) Perdas por retração e fluência do concreto.** Produzidas por encurtamentos retardados do concreto, decorrentes das reações químicas e do comportamento viscoso.
 - b.2.2) Perdas por relaxação do aço,** produzidas por queda de tensão nos aços de alta resistência, quando ancoradas nas extremidades, sob tensão elevada.
- c) **Qualidade da injeção de nata nas bainhas e da capa engraxada nas cordoalhas engraxadas.**
- d) **Forças altas nas ancoragens.**
- e) **Controle de execução mais rigoroso.**
- f) **Cuidados especiais em estruturas hiperestáticas.**

1.5 Exemplos de aplicação da protensão em estruturas da construção civil.

Edifícios:

Vigas mais esbeltas



Lajes com vãos maiores



Pontes

Estaiadas



Arcos



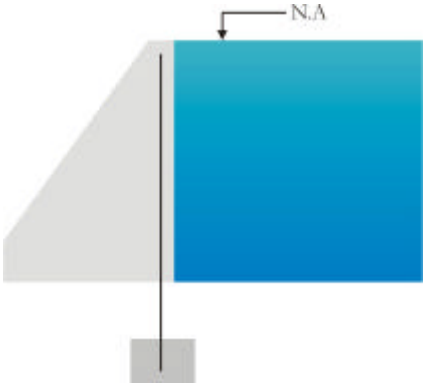
Reservatórios: (minimizar fissuras)



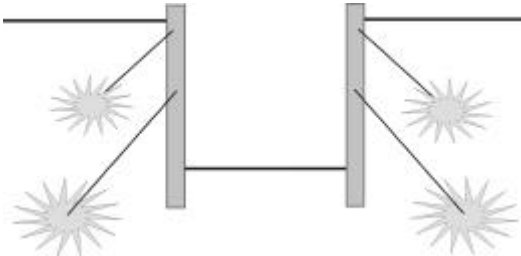
Obras marítimas. (ambiente agressivo – concreto pouco permeável)



Barragens



Muros de arrimo



Elevação de reservatórios.

