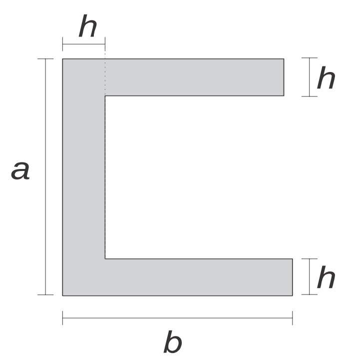
2ª Prova de EDI-49 Concreto Estrutural II
Prof. Flávio Mendes
Junho de 2011
*Duração prevista: até 3 horas.*

*Esta prova tem onze (11) questões e quatro (4) páginas. Consulta permitida somente ao formulário básico. A interpretação das questões faz parte da prova. Justifique cientificamente suas afirmações.*

1ª Questão Mostre as armaduras típicas, otimizadas (ou seja, as **mínimas necessárias**), para uma viga simétrica com três apoios (sem balanços) submetida a um carregamento gravitacional uniformemente distribuído. Comente, com detalhes, como o comprimento de cada barra é calculado. Indique, ainda, onde deve ser realizada a eventual emenda por traspasse da armadura longitudinal.

2ª Questão Todo edifício residencial deve ter uma subestrutura de contraventamento (em geral constituída pela "caixa" da escada ou dos elevadores)? Justifique. Se a "caixa" da escada tiver o formato esquematizado na figura seguinte, descreva como pode ser verificada sua eficiência.




3ª Questão Por que a norma impõe um momento fletor mínimo para o dimensionamento dos pilares de concreto armado?

4ª Questão Mostre como poderiam ser calculadas as perdas por atrito

$$F = F_o\, e^{-(\mu \sum \theta + k\, x)}$$

e ancoragem

$$A = \Delta\ell \cdot E_p \cdot A_p$$

sem qualquer simplificação numérica, incluindo aí a consideração da lei de atrito como sendo aproximadamente linear.

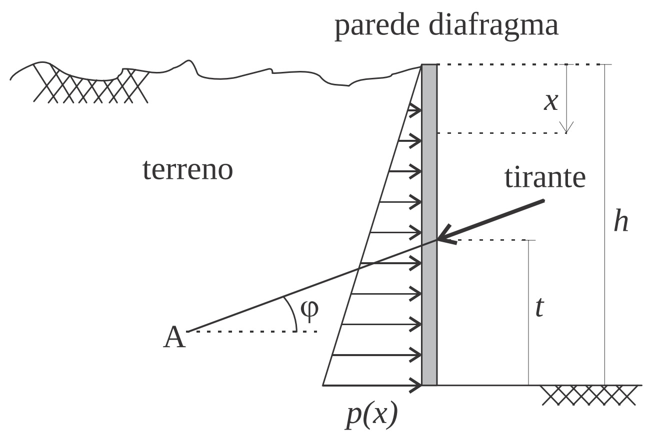
5ª Questão Considerando o ELU na fase final, discuta o cálculo da parcela $\varepsilon_{p2}$ do pré-alongamento da armadura de protensão e a perda, no ELS, por encurtamento elástico do concreto em peças protendidas com armadura pré-tracionada. Confronte estas duas considerações.

6ª Questão Liste e explique as principais perdas progressivas da força de protensão de uma viga de concreto protendido e como, eventualmente, podem ser mitigadas.

$\boxed{7^{\underline{a}} \text{ Questão}}$ A figura seguinte esquematiza uma parede diafragma atirantada de altura $h$ que está submetida a um carregamento triangular

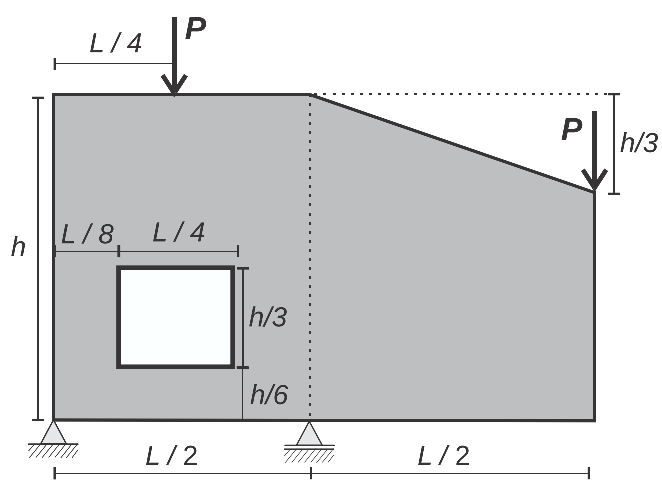
$$p\,(x) = \gamma\, g\, x,$$

onde $\gamma$ é a massa específica do solo, $g$ é a aceleração da gravidade e $x$ é a profundidade considerada, variando de 0 (nível superior do terreno) até $h$ (nível na base da parede diafragma).



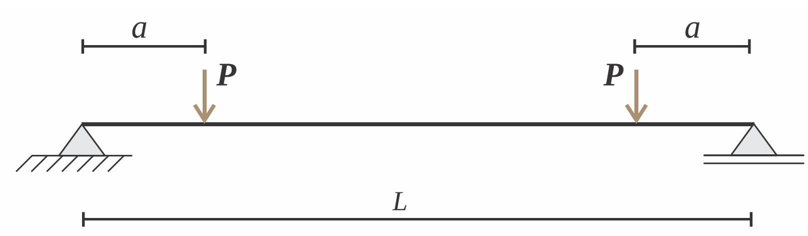

Considerando, por simplicidade, que haja somente um tirante, suposto ancorado no ponto A da figura e com inclinação $\varphi$ conhecida, por metro de parede (metro este medido transversalmente ao plano da figura), discuta como pode ser calculada a área de armadura $A_t$ e a altura $t$ deste tirante de aço tipo CP.

$\boxed{8^{\underline{a}} \text{ Questão}}$ A figura seguinte traz um esquema de uma parede estrutural com dois apoios, um "furo" e duas cargas concentradas $P$. Considerando que esta parede tem espessura constante e é feita em concreto armado, esboce um modelo biela-tirante e uma possível armação correspondente.



## Dados para as próximas questões

A **viga**, citada nas próximas questões, tem seção retangular com base $b = 20$ cm e altura $h = 50$ cm, é simplesmente apoiada, sem balanços, com comprimento total $L = 10$ m, feita com concreto C30 e está submetida a duas cargas concentradas $P$ aplicadas a uma distância $a = 3$ m do apoio mais próximo (desprezar qualquer outro carregamento, incluindo o peso próprio). Considere, simplificadamente, um cobrimento de 2 cm para a armadura de cisalhamento (CA-25, com barras $\phi_t 8$) e armadura passiva de flexão com camada única de CA-50 e barras $\phi 20$.




$\boxed{9^{\underline{a}} \text{ Questão}}$ Por que deve ser feita uma decalagem $a_\ell$ do diagrama de momentos fletores das vigas? Sabendo que

$$a_\ell \simeq 0,5\, d\, (\cot\theta - \cot\alpha)$$

onde $d$ é a altura útil da armadura de flexão, $\theta$ é a inclinação da biela e $\alpha$ a inclinação da armadura transversal, faça um esboço do diagrama de momentos fletores decalado para a **viga**. Há necessidade de armadura longitudinal de tração sobre os apoios? Justifique e, em caso afirmativo, mostre como esta armadura deve ser calculada.

$\boxed{10^{\underline{a}} \text{ Questão}}$ Pode-se dimensionar os estribos para o cisalhamento pela Treliça Clássica de Mörsch com

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{V_d - V_c}{0,9\, f_{yd}\, d}$$

onde $A_{st}$ é a área de armadura transversal, $s$ é o seu espaçamento (de centro a centro), $V_d$ é o esforço cortante de cálculo, $f_{yd}$ é a tensão de escoamento de cálculo do aço da armadura transversal, $d$ é a altura útil da seção e, para este caso, admita

$$V_c = 32 \text{ kN}.$$

Pede-se o maior valor de $P$ (em kN) que a **viga** suporta considerando uma armadura transversal tradicional $\phi_t 8$ com espaçamento de 18 cm.

$\boxed{11^{\underline{a}} \text{ Questão}}$ Suponha que a **viga** seja exclusivamente de concreto protendido pós-tracionado com

- Armadura: $4\phi 9,5$ CP-210 RB (4 cordoalhas com diâmetro nominal de 9,5 mm)
- Módulo secante do concreto: $E_{cs} = 0,85 \times 5600\sqrt{f_{ck}}$ com $E_{cs}$ e $f_{ck}$ em MPa.
- Estimativas da perda de protensão: 12%
- Posicionamento das cordoalhas: $d'_p = 5$ cm.
- Coeficientes usuais de ponderação da segurança.

Considerando o ELU na fase final, pede-se o maior valor de $P$ (em kN) que pode ser aplicado a esta **viga** considerando o diagrama P-R para o concreto comprimido.

## Algumas notações

$$\overline{\mu} = \frac{M_d}{\sigma_{cd}\, b\, d_p^2} \qquad \overline{\omega}_p = \frac{A_p\ f_{ptd}}{b\, d_p\, \sigma_{cd}} \qquad \overline{\eta} = \frac{R_{cc}}{\sigma_{cd}\, b\, d_p} \qquad \overline{\eta}_a = \overline{\eta}\, \frac{a}{d_p}$$

$$\overline{\delta} = \frac{d'_p}{d_p} \qquad \kappa_x = \frac{x}{d_p} \qquad \sigma_{cd} = 0,85\, \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

## Equações de equilíbrio ELU

(FNS, Armadura simples)

$$\overline{\mu} = \overline{\eta} - \overline{\eta}_a$$
$$\overline{\eta} = \overline{\omega}_p\, \alpha_p$$

Funções $\overline{\eta}$ e $\overline{\eta}_a$ para seção retangular (Diagrama parabólico-retangular - PR)
Base de referência: $b$

$$\overline{\eta} = \begin{cases} \dfrac{5\kappa_x^2(3-8\kappa_x)}{3(1-\kappa_x)^2} & \text{Domínio 2a} \\[2ex] \dfrac{16\kappa_x - 1}{15} & \text{Domínio 2b} \\[2ex] \dfrac{17\kappa_x}{21} & \text{Domínios 3 e 4} \end{cases}$$

$$\overline{\eta}_a = \begin{cases} \dfrac{5\kappa_x^3(4-9\kappa_x)}{12\,(1-\kappa_x)^2} & \text{Domínio 2a} \\[2ex] \dfrac{171\kappa_x^2 - 22\kappa_x + 1}{300} & \text{Domínio 2b} \\[2ex] \dfrac{33\kappa_x^2}{98} & \text{Domínios 3 e 4} \end{cases}$$

| Questão | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Valor | 1,0 | 0,5 | 0,5 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,5 | 1,5 | 2,0 |

*A nota máxima da prova é dez (10,0).*

/$F_M$N/SWP3.5

Alguns comentários e resultados numéricos

$\boxed{1^{\underline{a}}\text{ Questão}}$ Eram esperados comentários sobre as armaduras de flexão e de cisalhamento. Notar que a armadura deveria ser a mínima possível, ou seja, discussões de como "otimizar" a área e o comprimento das barras eram necessárias. Certamente os comprimentos de ancoragem e a decalagem também deveriam ser endereçados. Por fim, mas não menos importante, seriam as considerações sobre os melhores locais para as eventuais emendas das armaduras positivas e negativas.

$\boxed{2^{\underline{a}}\text{ Questão}}$ Questão amplamente discutida em sala. Ainda eram esperadas as expressões da inércia da caixa apresentada, ainda que considerada como única subestrutura de contraventamento.

$\boxed{3^{\underline{a}}\text{ Questão}}$ Questão amplamente discutida em sala.

$\boxed{4^{\underline{a}}\text{ Questão}}$ Além da discussão teórica (de como contabilizar, com precisão, o $\sum \theta$ e o comprimento $x$) ainda eram esperados comentários de como resolver, na prática, a perda da ancoragem, ou seja, como resolver numericamente uma equação envolvendo uma integral definida não trivial.

$\boxed{5^{\underline{a}}\text{ Questão}}$ Além da discussão de como a perda por encurtamento elástico e o $\varepsilon_{p2}$ devem ser calculados esperava-se uma discussão de como, eventualmente, estas duas considerações podem ser entendidas como uma "bi-tributação" desta perda.

$\boxed{6^{\underline{a}}\text{ Questão}}$ Questão amplamente discutida em sala.

$\boxed{7^{\underline{a}}\text{ Questão}}$ Note que foi pedido o dimensionamento do tirante e não da parede diafragma. O equilíbrio de forças na horizontal permitiria o cálculo da área do tirante enquanto o equilíbrio de momentos sugeriria o valor (esperado) de $t$.

$\boxed{8^{\underline{a}}\text{ Questão}}$ Várias soluções possíveis. Pontos chaves: clara identificação das bielas (em geral tracejadas) e dos tirantes (em geral em linha cheia), nós da treliça e regiões "B" e "D". A distribuição de armadura deveria contemplar toda a estrutura e ser consistente com o modelo apresentado. Para isso, portanto, no mínimo dois esboços claros deveriam ser apresentados juntamente com alguma justificativa (já que a resolução da questão não pode ser equiparada a uma pintura de Salvador Dali, certo?).

$\boxed{9^{\underline{a}}\text{ Questão}}$ O motivo da decalagem foi amplamente discutido em sala.

Considerando o estribo e o cobrimento chega-se a

$$d' = \frac{20}{2} + 8 + 20 = 38 \text{ mm}$$

o que fornece

$$d = 46,2 \text{ cm}.$$

Utilizando a expressão do $a_\ell$ com $\theta = 45^o$ (Mörsch) e $\alpha = 90^o$ (estribos verticais) obtem-se

$$a_\ell = 23,1 \text{ cm}$$

que é o fator de decalagem. Tanto a decalagem prática quanto a "exata" seriam aceitas, embora nenhum aluno tenha esquematizado a segunda $(M(x) + |V(x)| \cdot a_\ell)$.

A armadura necessária nos apoios pode ser dimensionada, por flexão simples, para o momento fletor $P \cdot a_\ell$ e surge, justamente, por conta da decalagem (ver primeiro parágrafo desta resolução).

$\boxed{10^{\underline{a}}\text{ Questão}}$ A área de armadura transversal é facilmente calculada com

$$\frac{A_{st}}{s} = 0,05585 \ \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

o que fornece, na expressão fornecida na prova (lembrar do aço CA-25),

$$V_k = \frac{V_d}{1,4} = 58,9171 \text{ kN}$$

que é, por conta do diagrama de cortantes da viga (que era esperado), exatamente o valor máximo de $P$.

$\boxed{11^{\underline{a}} \text{ Questão}}$ Utilizando o formulário obtem-se

$$A_p = 2,248 \text{ cm}^2$$

que é equivalente a

$$\overline{\omega}_p = 0,25042.$$

Supondo que a força de protensão seja a máxima possível calcula-se

$$\begin{aligned} F_i &= 349,339 \text{ kN} \\ F_f &= 307,4185 \text{ kN} \\ F_d &= 276,68 \text{ kN}. \end{aligned}$$

O pré-alongamento é calculado com

$$\begin{aligned} \sigma_{p1} &= 1230,7680 \text{ MPa} \\ \alpha_{p1} &= 0,6740 \end{aligned}$$

o que fornece, com o diagrama t&d do aço

$$\varepsilon_{p1} = 6,1538.$$

Como $\varepsilon_{p2} = 0$ tem-se

$$\varepsilon_{pré} = 6,1538.$$

Deve-se resolver a equação de forças (hipóteses ou pré-cálculo) obtendo-se

$$\kappa_x = 0,28611.$$

Conferindo-se

$$\begin{aligned} \overline{\eta} &= 0,23161 \\ \overline{\eta}_a &= 0,02756 \\ \varepsilon_{ELU} &= 8,73316 \\ \varepsilon_p &= 14,8870 \\ \alpha_p &= 0,9249. \end{aligned}$$

O momento pode ser, então, calculado

$$\begin{aligned} \overline{\mu} &= 0,20405 \\ M_k &= \frac{M_d}{1,4} = 10\,751 \text{ kN} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

que fornece

$$P = M_k/a = 35,8383 \text{ kN}.$$