



2ª Prova de EDI-38 Concreto Estrutural I

Prof. Flávio Mendes Neto

Outubro de 2015

Absolutamente sem consulta. A interpretação das questões faz parte da prova.

Justifique cientificamente suas afirmações e comente, criticamente, todos os resultados obtidos.

Se for impossível resolver a questão com os dados fornecidos, argumente e passe para a próxima.

Durações sugeridas: parte teórica 1 h 30 min; parte numérica 2 h 30 min

PARTE TEÓRICA

1ª Questão É possível verificar, com o processo das Diferenças Finitas, o equilíbrio de pilares isostáticos cuja seção transversal só possua um eixo de simetria (só para ênfase: a seção transversal não é duplamente simétrica), quando submetidos à compressão uniforme?

2ª Questão Deduza a Região Viável para o ELU, no plano $k \times \varepsilon_o$, considerando os concretos do Grupo II.

Questão	1	2
Valor	2,0	3,0

Alguns resultados e comentários

1ª Questão O primeiro ponto que deveria ser esclarecido é a diferença entre uma compressão uniforme (que tem todas as deformações, na seção transversal, iguais) e uma compressão centrada (que é a aplicação da força normal no CG da seção bruta de concreto, sem momento fletor). A compressão uniforme tem, necessariamente, curvatura nula ($k = 0$) e será, também, uma compressão centrada, somente para seções duplamente simétricas.

O enunciado pedia que se considerasse uma compressão uniforme para uma seção sem dupla simetria, o que é equivalente a dizer que há, necessariamente, a aplicação de força normal e de momento fletor (ou alguma excentricidade desta força), justamente para viabilizar a compressão uniforme. Não é possível obter uma curvatura nula aplicando a força normal no CG da seção bruta de concreto deste tipo de seção.

A segunda parte do raciocínio deveria focalizar o processo das Diferenças Finitas que, usualmente, é iterativo e parte de uma flecha máxima inicial nula. Equilíbrios existentes na posição indeformada não são obtidos com esta metodologia, como discutido em sala. Ocorre que pilares com seções assimétricas em geral não têm problemas de estabilidade e sim de equilíbrio, o que permite que se utilize uma flecha não nula como ponto de partida, assegurando-se, naturalmente, que a capacidade resistente da seção não tenha sido esgotada pelos esforços de segunda ordem.

Assim, pode-se utilizar o processo das Diferenças Finitas desde que não se inicie com flecha nula. Um ponto de cuidado, portanto, é a capacidade resistente da seção que pode ser apreciada com o cotejamento da curva de interação e da flecha inicial escolhida.

2ª Questão Nada foi especificado quanto à simetria da seção, da disposição da armadura ou do sinal dos momentos fletores de forma que parece ser mais prudente fazer a dedução para todo o plano $k \times \varepsilon_o$. A questão foi bastante discutida em sala de aula e se utiliza da equação cinemática

$$\varepsilon = \varepsilon_o + y \cdot k$$

garantindo que os polos de ruína não sejam ultrapassados. O encurtamento máximo do concreto ε_{cu} é satisfeito, para seções não inteiramente comprimidas, com as inequações

$$\begin{aligned}\varepsilon_o &\leq \varepsilon_{cu} - y_t \cdot k \\ \varepsilon_o &\leq \varepsilon_{cu} - y_b \cdot k\end{aligned}$$

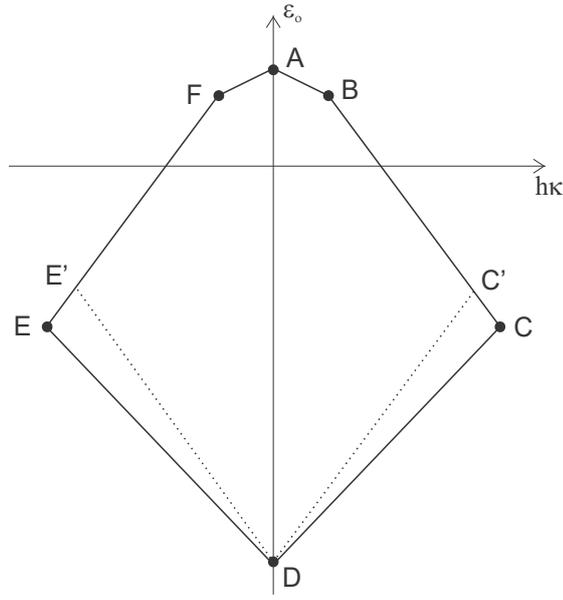
sendo que a primeira é para giros positivos e a segunda para negativos. O alongamento máximo na armadura é satisfeito com

$$\begin{aligned}\varepsilon_o &\geq -10 - y_{s1} \cdot k \\ \varepsilon_o &\geq -10 - y_{snc} \cdot k\end{aligned}$$

e, por fim, o encurtamento máximo ε_{c2} para seções inteiramente encurtadas é obedecido com

$$\begin{aligned}\varepsilon_o &\leq \varepsilon_{c2} - \left(y_b + \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} h \right) \cdot k \\ \varepsilon_o &\leq \varepsilon_{c2} - \left(y_b + \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} h \right) \cdot k\end{aligned}$$

onde, como de costume, $h = y_t - y_b$ é a altura da seção transversal e as armaduras extremas estão posicionadas em y_{s1} (a mais inferior) e y_{snc} (a mais superior). A figura seguinte ilustra a Região Viável obtida com a consideração conjunta de todas as inequações anteriores.



Região Viável ELU

As coordenadas $(hk; \varepsilon_o)$ de alguns pontos de interesse são:

$$\begin{aligned}
 A &= (0; \varepsilon_{c2}) \\
 B &= \left(\varepsilon_{cu}; \varepsilon_{cu} \frac{y_t}{h} \right) \\
 C &= \left(\frac{\varepsilon_{cu} + 10}{y_t - y_{s1}}; \varepsilon_{cu} - y_t \frac{\varepsilon_{cu} + 10}{y_t - y_{s1}} \right) \\
 D &= (0; -10) \\
 E &= \left(-\varepsilon_{cu}; -\varepsilon_{cu} \frac{y_b}{h} \right) \\
 F &= \left(\frac{\varepsilon_{cu} + 10}{y_b - y_{snc}}; \varepsilon_{cu} - y_b \frac{\varepsilon_{cu} + 10}{y_b - y_{snc}} \right)
 \end{aligned}$$

Convém observar que o critério de imposição do alongamento máximo na fibra extrema (deformação -10 em y_b ou y_t , dependendo do sinal do giro da seção) pode ser obtido forçando-se $y_{s1} = y_b$ nas coordenadas do ponto C (obtendo-se o ponto C') e, ainda, $y_{snc} = y_t$ nas coordenadas do ponto E (obtendo-se o ponto E').

Note que a Região Viável varia com o f_{ck} do concreto para o Grupo II e, ainda, com os parâmetros de simetria da seção (armadura e concreto), uma vez que os pontos B e F não são, necessariamente, simétricos (assim como os pontos C e E).



2ª Prova de EDI-38 Concreto Estrutural I

Prof. Flávio Mendes Neto

Outubro de 2015

Consulta livre (menos a seres humanos, próximos ou distantes), utilização de softwares gerais liberada. Utilização de programas e planilhas previamente confeccionados pelo próprio aluno liberada (é obrigatória a entrega de cópia eletrônica ao final da prova). A interpretação das questões faz parte da prova.

Justifique cientificamente suas afirmações e comente, criticamente, todos os resultados obtidos. Sempre explicita a distribuição de deformações na documentação da solução. Faça, em cada problema, uma escolha de bitola coerente com os dados ou resultados.

Parte numérica: duração sugerida de 2 h 30 min

PARTE NUMÉRICA

Considere os seguintes dados:

- Coeficiente de ponderação das ações: $\gamma_F = 1,40$.
- Aço CA-50 ($f_{yk} = 500$ MPa; $\gamma_s = 1,15$; $E_s = 210$ GPa).
- Concreto C70, diagrama não linear ($f_{ck} = 70$ MPa, $\sigma_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c$ e $\gamma_c = 1,40$).
- Seção retangular com base $b = 0,15$ m e altura total $h = 0,61$ m.
- Armadura com quatro camadas de duas barras cada, todos os diâmetros iguais, com **cobrimento** $c = 0,03$ m ($d' = c + \phi/2$).
- Diâmetros comerciais ϕ das barras (mm): 10,0; 12,5; 16,0; 20,0 e 25,0.
- Se precisar transformar unidades de força, utilize a equivalência $1 \text{ kgf} = 10 \text{ N}$.

3ª Questão Dimensione a armadura para uma força normal de 1,00 MN e um momento fletor de 0,25 MN·m.

4ª Questão Considerando barras $\phi 25$, pede-se qual força normal pode ser aplicada à seção quando estiver submetida, simultaneamente, a um momento fletor de 0,200 MN·m.

5ª Questão Invertendo a seção transversal (considere, agora, h na horizontal e b na vertical) e sem pré-fixar a relação entre as áreas das duas camadas ($n_c = 2$, incógnitas A_{s1} e A_{s2}) e ainda considerando $d' = 4$ cm, dimensione a armadura para uma força normal de 1,00 MN e um momento fletor de 0,25 MN·m.

Questão	3	4	5
Valor	2,0	1,5	1,5

/F_{MN}/SWP3.5

Alguns resultados e comentários

3ª Questão Como não foram fornecidas informações precisas sobre o arranjo de armadura, parece razoável imaginar que ele seria um arranjo “comum” (barras de mesma bitola, periférico, duplamente simétrico e com espaçamento uniforme entre as camadas). Vale reforçar que os esforços fornecidos deveriam ser considerados como característicos, para que o cálculo ficasse adequadamente a favor da segurança. Embora a questão pedisse o dimensionamento, dadas as restrições das bitolas, não seria impensável resolver a questão através de processo de verificação. A metodologia poderia ser de FNC ou nFNC. A solução que conduz à menor área de armadura é composta por $8\phi 20$ ($25,13 \text{ cm}^2$) com uma distribuição de deformações dada por $(\varepsilon_o; k) = (0,3068; 6,1462 \text{ m}^{-1})$. De fato o mínimo de armadura, considerando o d' da mesma barra (já que o posicionamento das camadas variava conforme o diâmetro), seria de $16,89 \text{ cm}^2$.

4ª Questão Novamente reforça-se a consideração do momento fletor como sendo característico, e não de cálculo. Pode-se resolver o problema com a consideração do ELU ou não, formulando o problema como uma otimização. Em qualquer caso deveria ser observado que há limites para a força normal e não simplesmente um único valor. O intervalo aceitável do esforço normal obtido é

$$-0,4637 \text{ MN} \leq N_k \leq 2,6816 \text{ MN}.$$

As distribuições de deformações correspondentes são dadas por $(-4,2897; 21,2867 \text{ m}^{-1})$ e $(1,4402; 3,9034 \text{ m}^{-1})$, respectivamente.

5ª Questão Fazendo um dimensionamento objetivando o mínimo de armadura possível encontra-se o valor absurdo de 307 cm^2 de área de aço total, com 61,7% na parte superior e 38,3% na parte inferior. As deformações extremas, superior e inferior, seriam de $2,6560\text{‰}$ e $-3,2044\text{‰}$, respectivamente. Além desta taxa de armadura ser absurda ($\rho = 34\%$), ainda resultaria em uma necessidade de barras inconsistente com as dimensões da seção transversal (ferindo o espaçamento entre barras e os cobrimentos da armadura). A conclusão prática é de que esta seção não suporta os esforços aplicados e deveria ser revista, provavelmente com um aumento significativo de dimensões (ou revisão da estrutura de forma a redistribuir melhor os eventuais esforços).