UNIVERSIDADE PAULISTA

TABELAS E FÓRMULAS PARA DIMENSIONAMENTO

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS RETANGULARES
A FLEXÃO SIMPLES E CISALHAMENTO

APLIAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Professor: Cleverson Arenhart

1) Dimensionamento de vigas a flexão com uso de tabelas kc e ks.

a) Calculo do kc

$$k_c = \frac{b * d^2}{M_d}$$

Para utilização das tabelas de kc e ks, unidades de força em KN e medidas em cm

O valor de k_c é encontrado escolhendo-se o concreto que será utilizado, na tabela 1.1.
Com o valor de k_c encontra-se o k_s correspondente.
Caso o valor de k_s ultrapasse o último valor da tabela, significa que ultrapassou o seu limite.
O $k_{s\ lim}$ é o último valor de ks, correspondente ao aço adotado.
Com este valor na tabela 1.1, encontra-se o valor do $k_{c\ lim}$ em função do concreto adotado.

Se $k_c > K_{c\ lim}$ então a viga terá armadura simples.

Se $k_c \leq K_{c\ lim}$ então a viga terá armadura dupla.

b) Cálculo da armadura de tração (simples):

$$A_s = \frac{K_s * M_d}{d}$$

A_s = armadura de tração da viga, em cm².
K_c = tabela 1.1.
d = altura útil da viga, em cm.
M_d = momento de cálculo, em KNcm

c) Cálculo das armaduras de tração e compressão (dupla):

$$M_1 = \frac{b * d^2}{K_{c\ lim}}$$

Md_1 = momento limite, em KNcm.
$K_{c\ lim}$ = tabela 1.1.
d = altura útil da viga, em cm.

$$M_2 = M_d - M_1$$

$$As_1 = \frac{k_s * M_1}{d}$$

$$As_2 = \frac{K_{s2} * M_2}{(d-d')}$$

M_1, M_2 e M_d em KNcm, d e d´ em cm.

$A_s = A_{s1} + A_{s2}$

A_s = armadura de tração da viga, em cm².
$k_{c\ lim}$ = tabela 1.1
k_s = tabela 1.1
k_{s2} = tabela 1.2
d = altura útil da viga, em cm
d´= cobrimento superior da viga.

$$A'_s = \frac{K_s' * M_2}{(d-d')}$$

M_2 em KNcm, d e d´ em cm.

A'_s = armadura de compressão da viga, em cm².
k_s' = tabela 1.2.
d = altura útil da viga, em cm.
d´= cobrimento superior da viga.

d) Quantidades máximas e mínimas:

- Taxas mínimas de armaduras de flexão:

Para vigas retangulares com aço CA-50, % mínima:

As min. = ρ_{min} x Ac, com Ac = bw * h.

Valores de ρ_{min}

Para concreto fck 20 MPa: 0,150 %.
Para concreto fck 25 MPa: 0,150 %.
Para concreto fck 30 MPa: 0,173 %.

- Taxa máxima de armaduras de flexão:

As $_{máx} \leq 4\%$ * bw * d.

- Armadura de pele, para seções com alturas superiores a 60cm:

As pele = 0,10% Ac alma, em cada face e com espaçamentos ≤ 20cm entre as barras de alta aderência (aço CA-50).com Ac da alma = bw * d.

- Espaçamento entre barras longitudinais:

Espaçamento horizontal (eh): o maior valor entre: 20 mm, diâmetro da barra, do feixe ou da luva ou 1,2 vezes o diâmetro mínimo do agregado;

Espaçamento vertical (ev): o maior valor entre 20 mm, diâmetro da barra, do feixe ou da luva ou 0,5 vezes o diâmetro mínimo do agregado.

Observação: diâmetro dos agregados

Brita	0	1	2	3
Diâmetro agregado (mm)	4.8 a 9.5	9.5 a 19	19 a 25	25 a 38

- Consideração do CG da armadura:

Os esforços na armadura de tração ou de compressão podem ser considerados concentrados no centro de gravidade das armaduras correspondentes se a distância deste centro à face interna do estribo, medida normalmente a esta, for menor que 10% de h. Desta forma, admite-se que o valor de "d" anteriormente arbitrado corresponde ao valor real de "d" obtido com a armadura calculada.

2) Dimensionamento de vigas a flexão com uso de fórmula.

Utilizar unidades compatíveis para Md, fcd, bw, d.

y = 0,8 * x

y/2 = 0,4*x

$$y = d - \sqrt{d^2 - \frac{Md}{0{,}425 * fcd * bw}}$$

$$ky = \frac{y}{d} = \frac{0{,}8 . \varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{cd} + \varepsilon_s}$$

$$kyl = \frac{0{,}8 . \varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{yd}}$$

Sendo:

ε_{cd} = 3,5‰

$$\varepsilon_{yd} = \frac{fyd}{E_s} \quad \Rightarrow \text{ para aços de classe A}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{fyd}{E_s} + 2‰ \quad \Rightarrow \text{ para aços de classe B}$$

Para aço CA-50: Kyl = 0,503

Nota:

De acordo com a NBR 6118/2003 no item:

14.6.4.3 Limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade:

A capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU. Quanto menor for *x/d*, tanto maior será essa capacidade
Para melhorar a ductilidade das estruturas nas regiões de apoio das vigas ou de ligações com outros elementos estruturais, mesmo quando não forem feitas redistribuições de esforços solicitantes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

a) $x/d \leq 0{,}50$ para concretos com fck > 35 MPa.
b) $x/d \leq 0{,}40$ para concretos com fck > 35 MPa.

Sendo y = 0,8*x então:

a) $y/d \leq 0{,}40$ para concretos com fck > 35 MPa.
b) $y/d \leq 0{,}32$ para concretos com fck > 35 MPa.

Os coeficientes ky e kyl devem ser comparados, sendo que:

- se $ky \leq kyl$ - a seção é subarmada ($\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$)
- se $ky \geq kyl$ - a seção é superarmada ($\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$)

ky ≤ kyl - seção subarmada

$$As = \frac{Md}{fyd.(d - \frac{y}{2})}$$

ky ≥ kyl - seção superarmada – utilizar armadura dupla

$$yl = kyl * d$$

$$M_{d1} = 0{,}85 * fcd * bw * yl * (d - \frac{yl}{2})$$

$$\boxed{A_{s1} = \frac{M_{d1}}{fyd.(d - \frac{yl}{2})}}$$

$$M_{d2} = M_d - M_{d1}$$

$$M_{d2} = R_{st2}.(d - d'') = A_{s2}.fyd.(d - d'')$$

$$\boxed{A_{s2} = \frac{M_{d2}}{fyd.(d - d'')}}$$

$$\boxed{A_s = A_{s1} + A_{s2}}$$

$$M_{d2} = R_{sc}.(d - d'') = A'_s.\sigma'_{sd}.(d - d'')$$

$$\sigma'_{sd} = f(\varepsilon'_s)$$

$$yl = kyl * d$$

$$xl = \frac{yl}{0,8}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cd}.(xl - d'')}{xl}$$

Aços de Classe A

- se $\varepsilon'_s \geq \varepsilon'_{yd}$ – $\sigma'_{sd} = fyd$
- se $\varepsilon'_s < \varepsilon'_{yd}$ – $\sigma'_{sd} = \varepsilon'_s.Es$

Aços de Classe B

- se $\varepsilon'_s \geq \varepsilon'_{yd}$ – $\sigma'_{sd} = fyd$
- se $\varepsilon'_s < \varepsilon'_{yd}$ – $\sigma'_{sd} = f(\varepsilon'_s)$ - em função do diagrama tensão x deformação para aço Classe B

$$\boxed{A'_s = \frac{M_{d2}}{\sigma'_{sd}.(d - d'')}}$$

3) Dimensionamento de vigas ao cisalhamento.

a) Verificação do concreto:

Vsd < Vrd2

Vsd < Vr3 = Vc + Vsw

Onde:
Vsd = força cortante de cálculo na seção.
Vr2d = força cortante resistente ao cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto.
Vr3 = Vc + Vsw força cortante de cálculo, relativa à ruína por tração das diagonais.
Vc = parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça.
Vsw = parcela absorvida pela armadura transversal.

Vr2d = 0,27 * αv * fcd * bw * d

Com αv = (1 – fck/250) e fck em MPa:

αv para concreto fck = 20 MPa = 0,92
αv para concreto fck = 25 MPa = 0,90
αv para concreto fck = 30 MPa = 0,88

Vr2d em MN, bw e d em metros e fcd em MPa.
Para converter Vr2d em KN, multiplicar por 1.000.
.
Vco = 0,6 fctd * bw * d

fctd para concreto fck 20 MPa = 1,107
fctd para concreto fck 25 MPa = 1,278
fctd para concreto fck 30 MPa = 1,450

Vco em MN, bw e d em metros
Para converter Vr2d em KN, multiplicar por 1.000.

b) Cálculo da armadura transversal de vigas (estribos verticais):

Vsw = Vsd – Vco

$$\frac{As}{S} = \frac{Vsw}{0,9 * d * fyd} \qquad As = \frac{Vsw * 100}{0,9 * d * fyd}$$

Asw/s = área de estribos em cm² para 1 metro de viga
Vsd = força cortante de cálculo na seção, em KN.
com d em cm e fyd em KN/cm²

$n_e = A_s / 2\ a_s$

n_e = número de estribos por metro de viga.
A_s = Área de aço por metro de viga.
a_s = área de um ramo do estribo.

$S = 100 / n_e$.

S = espaçamento dos estribos.
n_e = número de estribos por metro de viga.

Armadura mínima:

$A_{sw\ min} = \rho_{sw\ mim} * bw$ com bw em cm.

$\rho_{sw\ mim}$ para concreto fck 20 MPa = 0,09.
$\rho_{sw\ mim}$ para concreto fck 25 MPa = 0,10.
$\rho_{sw\ mim}$ para concreto fck 30 MPa = 0,12.

Vd mínimo:

$$V_{d\ min} = \frac{A_{sw\ min} * 0,9 * d * f_{yd}}{100}$$

$A_{sw\ mim}$ em cm², d em cm e fyd em KN/cm²

c) Quantidades mínimas:

- Diâmetro mínimo:

$5mm \leq \phi t \leq bw / 10$

- Espaçamento longitudinal St dos estribos:

Se $Vd \leq 0,67\ Vrd2$

$7\ cm \leq S \leq 0,6d$ ou 30 cm.

Se $Vd > 0,67\ Vrd2$

$7\ cm \leq S \leq 0,3d$ ou 20 cm.

- Espaçamento transversal dos ramos dos estribos:

Se $Vd \leq 0,20\ Vrd2$

$S = 0,6\ d \leq 80$ cm.

Se $Vd > 0,20\ Vrd2$

$S = 0,3d \leq 35$ cm.

- Verificar necessidade de armadura de suspensão.

- Verificar armadura de torção.

4) Sistemas de Unidades

1 Kgf = 10N

1 KN = 100 kgf = 0,10 tf

1 MPa = 0,1 KN/cm² = 10 Kgf/cm² = 0,01 tf/cm²

1 KN/cm² = 100 Kgf/cm² = 0,1 tf/cm²