

CÁLCULO DE SEÇÕES RETANGULARES COM ARMADURA SIMÉTRICAMENTE DISTRIBUÍDA

Ricardo Lira de Oliveira

Resumo

Um guia para o cálculo de pilares submetidos à flexão composta reta, com programa para microcomputador padrão APPLE II.

Abstract

A guide for calculating columns submitted to both axial load and bending moment, with a program for an APPLE II computer or similar.

1. INTRODUÇÃO

O cálculo de peças prismáticas de concreto armado com armadura longitudinal distribuída (ainda que simetricamente) em todo o perímetro de suas seções transversais e submetidas como hipótese mais precisa de projeto, à flexão composta, foi por muito tempo tarefa das mais laboriosas para os engenheiros projetistas, levando-os a um dilema: ou submetiam-se ao desgastante processo de soluções por tentativas, servindo-se de ábacos, tabelas e diagramas de interação, como parte essencial do cálculo das seções críticas das referidas peças, tratadas sob a ótica da hipótese de projeto anteriormente mencionada ou recorriam a modelos simplificados de dimensionamento, atraentes pela rapidez das operações envolvidas, mas que, se por um lado, muito contribuíam em termos de comodidade, por outro, muito deixavam a desejar em matéria de precisão teórica. Compreensivelmente a segunda opção foi por, muito tempo, a preferida dos calculistas.

No caso de pilares, por exemplo, era costumeira a adoção, como modelo de projeto, da hipótese da

carga centrada, com a introdução de coeficientes internos de majoração que levassem em conta a incerteza, na prática, quanto ao ponto exato de aplicação da carga normal, o que, por sua vez, conduziria, invariavelmente a cômoda situação de compressão centrada em qualquer seção do pilar. Por tratar-se de uma simplificação e quase nunca uma situação real, este procedimento, como já dissemos, a despeito de poupar tempo em cálculos mais complexos, conduz-nos a soluções, ora anti-econômicas, com peças excessivamente armadas, ora perigosas, por não tomar em conta a contribuição simultânea de fatores desfavoráveis que melhor se ajustariam a consideração, no cálculo, da atuação concomitante de carga normal e momento fletor ao longo da peça, sendo este segundo oriundo tanto da variação do ponto de incidência do primeiro quanto da contribuição de outros elementos ligados ao pilar (no caso de pórticos, por exemplo).

Com a disseminação do uso de computadores em nosso meio, tal abordagem da questão perdeu o seu sentido. Hoje em dia, buscam-se soluções cada vez mais rigorosas em termos de precisão teórica, dei-

^{*} Engo. Civil, Especialista em análise estrutural.

xando-se os cálculos a cargo dos processadores eletrônicos.

Este pequeno e desprezioso trabalho visa ao enfoque do dimensionamento de seções transversais submetidas a flexão composta RETA, particularizando a solução geral para o caso de seção transversal retangular (adotada na ampla maioria dos casos), com a sistematização do problema, um resumo do procedimento e a apresentação de subrotinas em linguagem BASIC, adaptável a maioria dos micro-computadores existentes. Muito útil no caso de dimensionamento de pilares de extremidade, extender-se-á a solução igualmente ao caso de seções submetidas a flexo-tração.

Não sendo nosso objetivo precípuo nesta ocasião a análise da peça em si (pilar ou tirante), omitiremos, como tópico a parte, as considerações relativas à excentricidade da carga normal e a determinação da seção crítica da barra (efeitos de segunda ordem, excentricidade acidental, etc.), reportando-nos diretamente ao caso de uma seção cujos parâmetros iniciais de cálculo (comumente denominados N_d e M_d) já tenham sido previamente determinados.

Esperamos assim, promover a rápida familiarização do aluno com a matéria ora em apreço.

II. Formulação geral do problema

Seguiremos a orientação de FERREIRA DA SILVA JÚNIOR (1) e LAURO MODESTO (2), com pequenas adaptações, tendo como objetivo a programação.

Seja a seção genérica da figura abaixo, com armadura distribuída ao longo de seu perímetro e simetria segundo o eixo de interseção do plano da seção transversal com o plano de atuação do momento fletor.

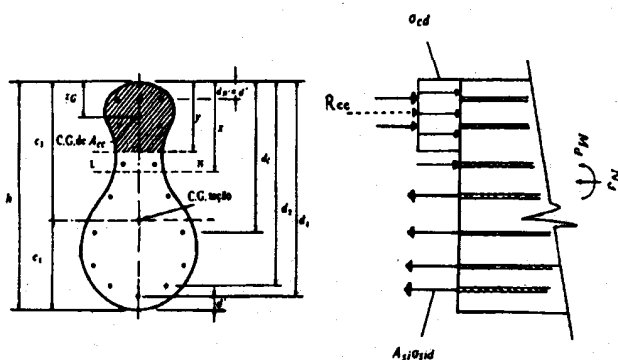


Figura 1

NOTAÇÕES

d_i = distância do centro da camada genérica i à borda mais encurtada pelo efeito exclusivo do momento, medida normalmente à linha neutra;
 A_{s_i} = soma das áreas das seções das barras da

camada i ;

n_i = número de barras da camada i ;

n' = número de camadas; as camadas são numeradas de baixo para cima;

n = número total de barras;

A_s = área total de aço na seção da peça;

A_c = área bruta da seção;

A_{cc} = área de concreto comprimido;

Z_g define o centro de gravidade de A_{cc} , coincidente com o ponto de aplicação de R_{cc} em virtude da hipótese simplificadora de diagrama retangular de tensões no concreto;

ϵ_{sid} = deformação das barras da camada i ;

σ_{sid} = tensão de cálculo nas barras da camada i ;

σ_{cd} = tensão de cálculo no concreto ($0,85 f_{cd}$ ou $0,80 f_{cd}$).

Os coeficientes:

$$v = \frac{N_d}{\sigma_{cd} A_c}; \mu = \frac{M_d}{\sigma_{cd} A_c h}$$

$$\beta_x = \frac{x}{h}; \beta_y = \frac{y}{h};$$

$$\beta = \frac{A_{cc}}{A_c}; \beta' = \frac{A_{cc}^2 \cdot G}{A_c \cdot h};$$

$$\alpha_i = \frac{\sigma_{sid}}{\sigma_{cd}}$$

$$\beta_i = \frac{d_i}{h}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

$$\rho_i = \frac{A_{s_i}}{A_c}$$

$$\beta_{c1} = \frac{c_1}{h}; \beta_{c2} = \frac{c_2}{h};$$

$$\delta = \frac{d'}{h}$$

A sistemática do problema é simples:

Dados: – Os esforços solicitantes N_d e M_d
 – A geometria da seção
 – O posicionamento da armadura

Incógnita: – A posição da linha neutra que satisfaça ao problema (respeitados os polos de ruína) e, por consequência, a área da seção de aço necessária.

Impondo-se o equilíbrio entre ações e solicitações temos:

$$\Sigma N_e = \Sigma N_i \quad N_d = \sigma_{cd} A_{cc} + \sum_{i=1}^{n'} A_{si} \sigma_{sid} \quad (F1)$$

$$\Sigma M_e = \Sigma M_i \quad N_d c_2 - M_d = \sigma_{cd} A_{cc} z_G + \sum_{i=1}^{n'} A_{si} \sigma_{sid} d_i \quad (F2)$$

Expressando A_{si} em função de A_s :

$$A_{si} = \frac{m_i}{m} A_s \quad (F3)$$

Substituindo (F3) em (F1) e (F2), temos:

$$N_d = \sigma_{cd} A_{cc} + \frac{A_s}{n} \sum_{i=1}^{n'} n_i \sigma_{sid} \quad (F4)$$

$$N_d c_2 - M_d = \sigma_{cd} A_{cc} z_G + \frac{A_s}{n} \sum_{i=1}^{n'} n_i \sigma_{sid} d_i \quad (F5)$$

Dividindo-se (F4) por $\sigma_{cd} A_c$ e (F5) por $\sigma_{cd} A_c h$, temos:

$$+.v = \beta + \frac{\rho}{n} \sum_{i=1}^{n'} n_i \alpha_i \quad (F6)$$

$$\beta_{c2} - \mu = \beta' + \frac{\rho}{n} \sum_{i=1}^{n'} n_i \alpha_i \beta_i \quad (F7)$$

De (F6) chegamos a:

$$\rho = \frac{n(v - \beta)}{\sum_{i=1}^{n'} n_i \alpha_i} \quad \text{ou} \quad \rho = \frac{(v - \beta) \sigma_{cd}}{B} \quad (F8)$$

$$\text{com } B = \frac{\sum_{i=1}^{n'} n_i \sigma_{sid}}{n} \quad (F9)$$

Levando (F8) em (F7), resulta em:

$$\beta_{c2} v - \mu = \beta' + (v - \beta) \frac{\sum_{i=1}^{n'} n_i \alpha_i \beta_i}{\sum_{i=1}^{n'} n_i \alpha_i}$$

ou

$$\beta_{c2} v - \mu = \beta' + (v - \beta) \frac{A}{B} \quad (F10)$$

$$\text{com } A = \frac{\sum_{i=1}^{n'} n_i \alpha_i \beta_i}{n}$$

Fazendo $k = \frac{A}{B}$, chegaremos, finalmente, a:

$$\beta_{c2} v - \mu = \beta' + k(v - \beta) \quad (F11)$$

ou:

$$\beta' - k\beta + \mu - v(\beta_{c2} - k) = 0$$

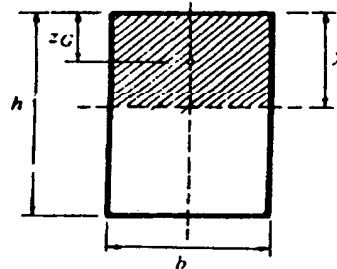
Lembramos que a expressão (F11) é função da posição da linha neutra, podemos expressá-la como:

$$f(\beta_x) = \beta' - k\beta + \mu - v(\beta_{c2} - k) \quad (F12)$$

Assim, por fazermos variar a posição da linha neutra, em estrita observância aos domínios de deformação (conforme veremos adiante), encontraremos a solução do problema quando $f(\beta_x)$ tender a zero. Neste momento o cálculo de ρ será obtido de imediato a partir de (F8).

III. Particularização do problema

Conforme a figura abaixo, os diversos coeficientes anteriormente definidos assumem expressões mais simples no caso de seção retangular.



$$A_c = b h$$

$$A_{cc} = b y$$

$$z_G = \frac{y}{2}$$

$$\beta = \frac{A_{cc}}{A_c} = \frac{b y}{b h} = \frac{y}{h}$$

$$\beta = \beta_y$$

Fig. 2

$$\beta' = \beta \frac{z_G}{h} = \beta \frac{y}{2h} = \beta_y \frac{\beta_y}{2}$$

$$\beta' = \beta_y^2 / 2$$

Figura 2

Assim sendo, as expressões (F8) e (F12) assumem a seguinte forma:

$$\rho = \frac{(v - \beta_y) \sigma_{cd}}{B} \quad (F13)$$

$$f(\beta_x) = \frac{\beta_y^2}{2} - k\beta_y + \mu - v(0.5 - k) \quad (F14)$$

Em virtude de utilizar-se diagrama simplificado para o concreto, as relações entre β_x e β_y passam a ser:

Para $\beta_x < 0$, $\beta_y = 0$

Para $0 \leq \beta_x < 1.25$, $\beta_y = 0.8 \beta_x$

{Para $\beta_x \geq 1.25$, $\beta_y = 1$ }

IV. Domínios de deformação

A figura abaixo retrata todas as possibilidades de ruína de uma seção de concreto armado na qual procura-se utilizar em toda a sua plenitude os limites mecânicos dos materiais: o concreto, em situação de ruptura por compressão (polos 2 e 3), e o aço, em escoamento (polo 1).

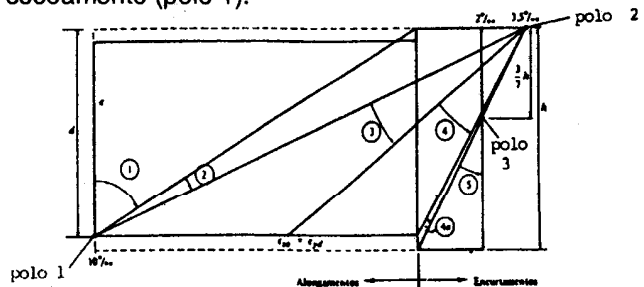


Figura 3.

A cada posição da linha neutra corresponde uma e apenas uma situação de ruína:

- Domínio 1: $x < 0$ ou $\beta x < 0$ (polo 1)
- Domínio 2: $0 \leq x < 0.259 (h - d')$ (polo 1)
ou $0 \leq \beta x < 0.259 (1 - \delta)$
- Domínio 3: $0.259 (h - d') \leq x < \frac{3.5}{3.5 + \epsilon y d}$
($h - d'$)
ou $0.259' (1 - \delta) \leq \beta x < \frac{3.5}{3.5 + \epsilon y d}$
($1 - \delta$) (polo 2)
- Domínio 4: $\frac{3.5}{3.5 + \epsilon y d} (h - d') \leq x < (h - d')$
ou $\frac{3.5}{3.5 + \epsilon y d} (1 - \delta) \leq \beta x < (1 - \delta)$
(polo 2)
- Domínio 4a: $(h - d') \leq x < h$ ou
 $(1 - \delta) \leq \beta x < 1$ (polo 2)
- Domínio 5: $\{x \geq h \text{ ou } \beta x \geq 1\}$
(polo 3)

* Lembramos que $(1 - \delta i) = \beta i$

V. Equações de Compatibilidade

São aquelas que relacionam a deformação em um ponto genérico da seção transversal com qualquer uma das infinitas configurações de estado-limite definidas na figura 3, em função dos três polos de ruína. Esquemáticamente, significa definir, para um ponto "i" qualquer da seção, uma expressão do tipo $\epsilon_i = f(\beta_i, \beta_x)$. Como são três os polos, concordemente teremos três expressões correspondentes a cada um destes.

Da figura 3 verificamos que as equações das deformadas correspondem a famílias de retas que giram em torno de cada um dos polos. A equação de cada família de retas pode ser obtida a partir de dois pontos obrigatórios:

- a) (ϵ_r, β_r) - coordenadas do polo de ruína
- b) $(0, \beta_x)$ - coordenadas da linha neutra

Vejamos:

Polo 1: pontos obrigatórios - $(-10, \beta_1)$
 $(0, \beta_x)$

$$\text{Equação: } \epsilon_i = 10 \frac{(\beta_i - \beta_x)}{\beta_x - \beta_1} \text{ mm/m} \quad (\text{F15})$$

Validade: domínios 1 e 2

Polo 2: pontos obrigatórios - $(3.5, 0)$
 $(0, \beta_x)$

$$\text{Equação: } \epsilon_i = 3,5 \frac{(\beta_x - \beta_i)}{\beta_x} \text{ mm/m} \quad (\text{F16})$$

Validade: domínios 3, 4 e 4a.

Polo 3: pontos obrigatórios - $(2, 3h/7)$
 $(0, \beta_x)$

$$\text{Equação: } \epsilon_1 = 14 \frac{(\beta_x - \beta_i)}{7\beta_x - 3} \text{ mm/m} \quad (\text{F17})$$

Validade: domínio 5

NOTA: Nos domínios 1 e 5, à medida em que a sollicitação tende, respectivamente, à tração e compressão centradas, a deformada vai tornando-se paralela à seção e, conseqüentemente, a linha neutra tende ao infinito. Como, obviamente, não podemos abranger todos estes valores, no caso destes domínios, adotamos os seguintes critérios:

- Para o domínio 1, impomos a condição de todas as camadas entrarem em escoamento. Estando a camada 1, pela própria definição do domínio, a priori, em estado de escoamento, é fácil perceber que a nossa condição será atingida quando a camada menos traçionada (n') atingir a deformação ϵ_{yd} . Fazendo $\beta_i = \beta_{n'}$ e $\epsilon_i = \epsilon_{yd}$ em (F15), chegamos a:

$$\beta_x = \frac{\epsilon_{yd} \beta_1 + 10 \beta_{n'}}{10 + \epsilon_{yd}} = \beta_x 1 \quad \text{com } \epsilon_{yd} < 0$$

Conforme o anteriormente visto, qualquer valor de β_x inferior a β_{x1} , corresponde ao escoamento em todas as barras, ou seja, $\sigma_{sid} = \text{constante} = f_{yd}$.

- Para o domínio 5, relacionamos a deformação na borda menos comprimida (ϵ_{c1}) com a posição da linha neutra, por fazermos, em (F17), $\epsilon_i = \epsilon_{c1}$ e $\beta_i = 1$, chegando a:

$$\epsilon_{c1} = \frac{14 (\beta_x - 1)}{7\beta_x - 3} \text{ mm/m}$$

$$\beta_x = \frac{14 - 3 \epsilon_{c1}}{14 - 7 \epsilon_{c1}} \quad (\text{F18})$$

Assim sendo, escolhido um valor para ϵ_{c1} entre zero e 2 mm/m, determina-se β_x por meio de (F18) e ϵ_i por meio de (F17).

As equações de compatibilidade são fundamentais, pois, em função da deformada da seção, permitem-nos calcular a deformação em qualquer camada de barras, o que, por sua vez, nos levará ao conhecimento das tensões nelas atuantes, por meio das equações constitutivas, sobre as quais falaremos mais adiante. Vale salientar que o mesmo raciocínio seria válido para o banzo comprimido de concreto, com as tensões variando em função da deformação em cada ponto. Contudo, neste trabalho, adotamos o diagrama simplificado de compressão.

VI. Zonas de Sollicitação

Conforme a definição do problema, os casos de sollicitação são os apresentados na figura 4:

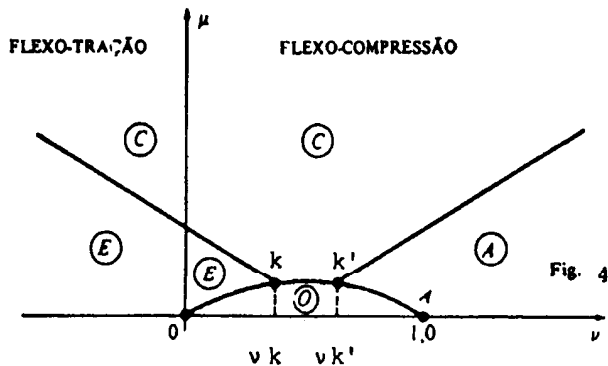


Figura 4

Zona A: toda a armadura comprimida.

Zona C: armadura parcialmente tracionada e comprimida

Zona E: toda a armadura tracionada.

Zona O: armadura teoricamente desnecessária.

Via. Abrangência das zonas

Zona E: domínio 1 e 2 parcial ($\beta x < \beta n'$)

Zona C: domínio 2 parcial e domínios 3 e 4 ($\beta n' \leq \beta x \leq \beta 1$)

Zona A: domínios 4a e 5 ($\beta x > \beta 1$)

VII. Equações Constitutivas

São aquelas que relacionam tensão com deformação. Obtida a deformação em uma camada de barras, calcula-se a tensão atuante nesta por meio das equações correspondentes ao tipo de aço utilizado.

Conforme sabemos, o diagrama tensão-deformação simplificado para os aços tipo "B", apresentam três estágios:

- Trecho retilíneo, onde a deformação varia de zero até o assim chamado limite de proporcionalidade (ϵ_0).
- Trecho curvilíneo, correspondente à fase de transição entre os regimes elástico e plástico, que ocorre quando a deformação varia desde o limite de proporcionalidade até a assim chamada deformação característica de escoamento (ϵ_{yk}).
- Trecho constante, correspondente ao escoamento propriamente dito, ou seja, o estágio em que, superado o valor da deformação característica de escoamento, a qualquer incremento da deformação, NÃO correspondera um incremento à tensão, a qual, neste ponto, será constante (f_{yk}).

A partir deste ponto, denominaremos ϵ_{sid} a deformação relativa de qualquer uma das camadas de barras "i" distribuídas na seção.

Para o aço CA-50B, temos:

$$0 \leq \epsilon_{sid} < \epsilon_0 \quad \sigma_{sid} = E \epsilon_{sid}$$

$$\epsilon_0 = 0.7 \epsilon_{yd} - 1.4 \text{ mm/m}$$

$$\epsilon_0 = 1.45 \text{ mm/m}$$

$$\epsilon_0 \leq \epsilon_{sid} < \epsilon_{yd} \quad \sigma_{sid} = 2842.2 + 922.7 \sqrt{\epsilon_{sid} - 1.402}$$

$$\{\epsilon_{sid} > \epsilon_{yd}\}$$

$$\sigma_{sid} = f_{yd} + \frac{E \epsilon_{sid} - f_{yd}}{\epsilon_{yd} - \epsilon_0}$$

Tensões no concreto:

Embora utilizemos o diagrama retangular de tensões, o leitor poderá, caso queira, considerar o diagrama parabólico-retangular por meio das seguintes expressões:

$$N_c = \Psi \times b \times f_{cd} \quad M_c = N_c (0.5 h - \lambda x)$$

Onde:

N_c – carga resultante do banzo comprimido

M_c – momento resultante do banzo comprimido

Os coeficientes:

Ψ – determina a tensão média relativa do bloco parabólico-retangular.

λ – determina a distância relativa da resultante do referido bloco à borda superior da seção

$$\xi = \beta x / \beta 1$$

– Domínio 2

$$\Psi = \frac{4.25 \xi (3 - 8 \xi)}{3 (1 - \xi)^2}$$

$$\lambda = \frac{4 - 9 \xi}{12 - 32 \xi}$$

– Domínio 2a

$$\Psi = 0.85 \frac{(16 \xi - 1)}{15 \xi}$$

$$\lambda = \frac{171 \xi^2 - 22 \xi + 1}{320 \xi^2 - 20 \xi}$$

– Domínios 3 e 4

$$\Psi = 0.688095$$

$$\lambda = 0.415966$$

– Domínio 5

Neste caso, temos:

$$N_c = \psi h b f_{cd} \quad \psi = 0.85 \left[1 - \frac{64}{21 (7 \beta x - 3)^2} \right]$$

$$M_c = N_c (0.5 - \lambda) h$$

$$\lambda = \frac{3 (2401 \beta x^2 - 2058 \beta x + 185)}{14 (1029 \beta x^2 - 882 \beta x + 125)}$$

VIII. Limites entre as zonas

Vemos assim que a linha neutra é o nosso 'divisor

de águas', compressão de um lado e tração de outro, sendo a sua localização o cerne da questão. Afim de orientar as tentativas, poupando-nos tempo de processamento, é vantajoso conhecermos previamente a zona em que recai o par (v, μ).

Recordando o que já foi visto até agora, vemos que a equação de equilíbrio (F11) relaciona entre si os coeficientes v e μ . Deste modo, basta aplicá-la para os valores limítrofes de βx e, assim, obter as equações correspondentes a esta condição:

- Fazendo $\beta x = \beta n'$, calculando os parâmetros relativos a este valor, e aplicando-os a (F11), obteremos a equação que relaciona todos os pares (v e μ) no limite EC, que, neste caso, será uma reta (ver figura 4).

- Idem para $\beta x = \beta 1$, e encontraremos o limite AC (figura 4).

A zona O nada mais é do que o lugar geométrico dos pontos para os quais o par (v e μ) conduz a ρ menor ou igual a zero, e só foi definida por comodidade. A curva limítrofe desta zona com as demais pode ser obtida parametricamente por se fazer $\rho = 0$ em (F8), chegando a:

$$v = \beta \quad (F19)$$

Substituindo em (F11) temos:

$$\mu_0 = \beta c_2 \beta - \beta'$$

ou

$$\mu_0 = 0.5 \beta - \beta' \quad (F20)$$

Com as equações (F19) e (F20) podemos estabelecer de imediato os limites EO, CO e AO.

Ordenadas v_k e $v_{k'}$ (Figura 4):

O valor de v relativo ao ponto k é obtido por impormos duas condições:

1) A ordenada pertence a um ponto da reta EC, logo $v_k = v_{EC}$.

2) Este ponto também pertence à zona O, logo $v = \beta$, conforme (F20). De modo que temos $v_k = v_{EC} = \beta_{EC}$.

O raciocínio é análogo com relação ao ponto k' :

$$v_{k'} = v_{AC} = \beta_{AC}$$

Do mesmo modo, é fácil verificar que a zona O é limitada pelas ordenadas 0 e 1.

Sendo desconsiderada a resistência trativa do concreto, é óbvio que a taxa de armadura jamais poderá ser nula nos casos de flexo-tração ou flexão simples, já que estas situações necessariamente geram esforços trativos.

Assim sendo, intuitivamente pode-se esperar que a zona O abranja certos casos de flexo-compressão e compressão simples, onde o concreto, respondendo aos esforços de compressão, possibilite o equilíbrio sem a necessidade do auxílio do aço.

Sendo a sua equação complexa e variando com o tipo de seção, utilizaremos as equações paramétricas definidas anteriormente.

Obviamente o par (0,0) pertence à zona O. Para encontrar a outra intercessão da curva limítrofe da zona O com o eixo " v ", basta fazer $\mu = 0$ em (F11)

$$(\beta c_2 - \kappa) v = \beta' - \kappa \beta \text{ ou}$$

$$v \beta c_2 - \kappa v = \beta' - \kappa \beta \quad ; \text{ mas, na zona O, } v = \beta$$

$$\text{assim, } \beta c_2 v = \beta' \text{ ou } v = \frac{\beta'}{\beta c_2}$$

Por tratar-se de compressão simples ($\mu = 0$):

$$\beta' = 0.5 \text{ e } \beta c_2 = 0.5 \text{ Logo: } v = 1$$

IX. Resumo do procedimento

- 1) Definida a seção, a distribuição da armadura e as cargas N_d e M_d , calculam-se os coeficientes v , μ e β .
- 2) Pesquisa-se a zona em que está contido o par (v, μ), pelos critérios estabelecidos no item VIII.
- 3) Localizada a zona, faz-se uma varredura com a posição da linha neutra dentro dos limites abrangidos por aquela zona (item VIa); por meio das equações de compatibilidade (item V) e constitutivas (item VII), calculam-se os parâmetros β , β' e k'' e k , e, finalmente faz-se sua aplicação em (F14), que deve, a menos de uma tolerância (no caso do nosso programa, este valor é de 10^{-4}), tender a zero. O método adotado é o da bisseção.
- 4) Quando a tolerância for atendida, calcula-se a seção de aço necessária mediante (F13), que, no nosso caso, consistirá na determinação da bitola única requerida.

PROGRAMA (LISTAGEM COMPUTADORIZADA)

X. Programa

```
5 REM AUTOR: RICARDO LIRA DE OLIVEIRA CREA 8618D
10 HOME:PRINT"*** Calculo de Seccoes Retangulares ***":PRINT:PRINT
20 B= 1:H= 1 :PRINT" DADOS:".PRINT
21 INPUT"d (%)=":PC:PC=PC/100:PRINT:DL=PC*H
25 DIMN(20),B(20),SI(20),FS(20)
175 PRINT:INPUT"Numero de camadas=":N:PRINT
180 IFN<2THENGOTO175
185 INPUT "N1=":N1:PRINT:IFN1<2THENGOTO185
190 N(1)=N1:N(N)=N1
195 GOSUB570
197 INPUT"NI,MI=":NI,MI:PRINT:IFNI<0.4THENNI=NI-0.001
200 IFNI<0THENZ=1:GOTO225
205 IFNI>=0ANDNI<0.8*B(N)THENZ=2:GOTO225
210 IFNI>=0.8*B(N)ANDNI<=0.8*B(1)THENZ=3:GOTO225
215 IFNI>0.8*B(1)ANDNI<1THENZ=4:GOTO225
220 Z=5
225 ONZGOTO230,255,280,295,320
230 GOSUB685
235 IFMI>ECTHENGOSUB765:GOTO335
240 PRINT:PRINT"Zona E: armadura totalmente tracionada":PRINT:PRINT:VI=B(N):DEFNDF(BX)=10*(BX-B(I))/(B(1)-BX):VF=(-4.07*B(1)+10*B(N))/5.93:GOSUB635:GOTO335
255 GOSUB690
260 IFMI<=MOTHENGOSUB820:GOTO360
265 GOSUB685
270 IFMI>ECTHENGOSUB765:GOTO335
275 PRINT:PRINT"Zona E: armadura totalmente tracionada":PRINT:PRINT:VI=0:VF=B(N):DEFNDF(BX)=10*(BX-B(I))/(B(1)-BX):GOSUB635:GOTO335
280 GOSUB690
285 IFMI<=MOTHENGOSUB820:GOTO360
290 GOSUB765:GOTO335
295 GOSUB690
300 IFMI<=MOTHENGOSUB820:GOTO360
305 GOSUB680
310 IFMI<=ACTHENGOSUB695:GOTO335
315 GOSUB765:GOTO335
320 GOSUB680
325 IFMI<=ACTHENGOSUB695:GOTO335
330 GOSUB765:GOTO335
335 IFBX<=0THENPRINT"(Dominio 1)":PRINT
336 IFBX>0ANDBX<=3.5*B(1)/13.5THENPRINT"(Dominio 2)":PRINT
337 IFBX>3.5*B(1)/13.5ANDBX<=3.5*(1-PC)/7.57THENPRINT"(Dominio 3)":PRINT
338 IFBX>3.5*(1-PC)/7.57ANDBX<=B(1)THENPRINT"(Dominio 4)":PRINT
339 IFBX>B(1)ANDBX<=1THENPRINT"(Dominio 4a)":PRINT
340 IFBX>1THENPRINT"(Dominio 5)":PRINT
359 RC=(NI-BY)*0.85/BB/1.4*100000:PRINT
360 PRINT"Ro= ":RC:PRINT:PRINT:GOTO197
565 END
570 IFN=2THENGOTO580
575 FORI=2TON-1:N(I)=2:NEXTI
580 A=N-1:HL=(H-2*DL)/(N-1)
585 FORI=1TON:B(I)=(A*HL+DL)/H:A=A-1:NEXTI
590 NB=2*N(1)+2*(N-2)
595 RETURN
600 SO=SI(I)
605 IFSI(I)<0THENSI(I)=-SI(I)
610 IFSI(I)<1.45THENFS(I)=2100*SI(I):FS(I)=SGN(SO)*FS(I):RETURN
615 IFSI(I)>=1.45ANDSI(I)<=4.07THENFS(I)=2842.2+922.7*SQR(SI(I)-1.402):FS(I)=SGN(SO)*FS(I):RETURN
620 FS(I)=4348:FS(I)=SGN(SO)*FS(I):RETURN
625 AA=0:BB=0:FORJ=1TON:AA=AA+N(J)*B(J)*FS(J):BB=BB+N(J)*FS(J):NEXTJ
630 K=AA/BB:AA=AA/NB:BB=BB/NB:RETURN
635 BX=VI:FORI=1TON:SI(I)=FNDF(BX):GOSUB600:NEXTI:GOSUB625:GOSUB795:PV=BY^2/2-K*BY+MI-NI*(0.5-K)
```

```

640 BX=VF:FORI=1TON:SI(I)=FNDF(BX):GOSUB600:NEXTI:GOSUB625:GOSUB795:SV=BY^2/2-K*
BY+MI-NI*(0.5-K)
645 B$="S":IFPV*SV>0THENB$="N":RETURN
650 FORP=1TO90
655 BM=0.5*(VI+VF):BX=BM:FORI=1TON:SI(I)=FNDF(BX):GOSUB600:NEXTI:GOSUB625:GOSUB7
95:VM=BY^2/2-K*BY+MI-NI*(0.5-K)
660 IFABS(VM)<=0.0001THENRETURN
665 IFVM*SV<0THENVI=0.5*(VI+VF):GOTO675
670 VF=0.5*(VI+VF)
675 NEXTP
680 BX=B(1):DEFFNDF(BX)=3.5*(BX-B(I))/BX:FORI=1TON:SI(I)=FNDF(BX):GOSUB600:NEXTI
:GOSUB625:AC=(0.5-K)*NI-0.32*Bx^2+0.8*K*Bx:RETURN
685 BX=B(N):DEFFNDF(BX)=(BX-B(I))*10/(B(1)-BX):FORI=1TON:SI(I)=FNDF(BX):GOSUB600
:NEXTI:GOSUB625:EC=(0.5-K)*NI-0.32*Bx^2+0.8*K*Bx:RETURN
690 MO=0.5*NI-0.5*NI^2:RETURN
695 PRINT"Zona A: armadura totalmente comprimida":PRINT:PRINT:VI=B(1):VF=1
:GOSUB635
700 IFB$="S"THENRETURN
705 DEFFNDF(BX)=14*(BX-B(I))/(7*Bx-3):VI=0:VF=1.99999:C1=VI/1000:BX=(0.014-3*C1)
/(0.014-7*C1):FORI=1TON:SI(I)=FNDF(BX):GOSUB600:NEXTI:GOSUB625
710 GOSUB795
715 PV=0.5*BY^2-K*BY+MI-NI*(0.5-K)
720 C1=VF/1000:BX=(0.014-3*C1)/(0.014-7*C1):FORI=1TON:SI(I)=FNDF(BX):GOSUB600:NE
XTI:GOSUB625
725 GOSUB795
730 SV=0.5*BY^2-K*BY+MI-NI*(0.5-K)
735 FORP=1TO90
740 CM=0.5*(VI+VF)/1000:BX=(0.014-3*CM)/(0.014-7*CM):FORI=1TON:SI(I)=FNDF(BX):GC
SUB600:NEXTI:GOSUB625:GOSUB795:VM=0.5*BY^2-K*BY+MI-NI*(0.5-K)
745 IFABS(VM)<=0.0001THENRETURN
750 IFVM*SV<0THENVI=0.5*(VI+VF):GOTO760
755 VF=0.5*(VI+VF)
760 NEXTP
765 PRINT:PRINT"Zona C: armadura parcialmente tracionada":PRINT" e compri
mida":PRINT:PRINT:VI=B(N):VF=3.5*B(1)/13.5:DEFFNDF(BX)=10*(BX-B(I))/(B(1)-BX):GC
SUB635
770 IFB$="S"THENGOTO790
775 VI=3.5*B(1)/13.5:VF=0.4999:DEFFNDF(BX)=3.5*(BX-B(I))/BX:GOSUB635
780 IFB$="S"THENGOTO790
785 VI=0.500001:VF=B(1):GOSUB635
790 RETURN
795 IFBX<=0THENBY=0:GOTO810
800 IFBX>=1.25THENBY=1:GOTO810
805 BY=0.8*Bx
810 RETURN
820 PRINT"Zona O: armadura teoricamente desnecessaria":PRINT:PRINT:RC=0:RETURN

```


NOTAS

- O programa assume que o aço adotado é do tipo CA-50B.
- Valor negativo ou nulo para o momento relativo conduzirá a um funcionamento anormal do programa. No entanto, o esforço normal reduzido poderá assumir qualquer valor.
- A variável "d" solicitada pelo programa refere-se ao cobrimento mecânico relativo, e "N1" refere-se ao número de barras distribuídas nas bordas.
- Ao final, o programa fornece a zona de solicitação, o domínio de deformação respectivo e a taxa calculada.

- O usuário poderá comparar os valores calculados pelo programa com os fornecidos nas tabelas I1 a I28 da referência bibliográfica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. SILVA JR., Jayme Ferreira da. Concreto Armado - Dimensionamento (1971)
2. SANTOS, Lauro Modesto dos. Cálculo de Concreto Armado - Vol. 2
3. MONTOYA, Meseguer - Moran -. Cálculo de Hormigon Armado - vol. 2.