UNIVERSIDADE POSITIVO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

DESENVOLVIMENTO DE CÓDIGO COMPUTACIONAL PARA VERIFICAÇÃO DE SEÇÕES RETANGULARES DE CONCRETO ARMADO, COM ARMADURAS SIMÉTRICAS EM SUAS FACES, SUBMETIDAS À FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA

CURITIBA
2014

ERICK DALLABONA SANTOS

MISAEL APARECIDO SOCZEK

DESENVOLVIMENTO DE CÓDIGO COMPUTACIONAL PARA VERIFICAÇÃO DE SEÇÕES RETANGULARES DE CONCRETO ARMADO, COM ARMADURAS SIMÉTRICAS EM SUAS FACES, SUBMETIDAS À FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Positivo, como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.
Orientador:EngºM.Sc. Juliano Jorge Scremin.

CURITIBA

2014

RESUMO

Neste trabalho são abordados procedimentos para a verificação de seções retangulares de concreto armado submetidas à flexão composta oblíqua. Tais seções são consideradas com armaduras simétricas em suas faces, de modo a simplificar as rotinas de cálculo. Com base nos temas expostos, o método das fibras mostra-se mais viável para verificação das seções de concreto armado, visto que o mesmo possui uma formulação matemática simples. Para realizar estas verificações foi desenvolvido um código computacional na plataforma Visual Basic, sendo apresentado o código por completo. As etapas consideradas para a realização das verificações são descritas em uma sequência conveniente para a compreensão do método e consequentementedo código. Como resultado final, o programa gera um ábaco que consiste na envoltória dos momentos resistentes da seção, onde também é plotado o ponto referente aos momentos solicitantes, restando apenas ao usuário à realização da interpretação do gráfico obtido.

Palavras chave: Flexão Composta Oblíqua, Método das Fibras, Código Computacional.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....9

1.1.JUSTIFICATIVAS..... 9

1.2.OBJETIVOS..... 10

1.2.1.OBJETIVO GERAL ..... **Error! Bookmark not defined.**

1.2.2.OBJETIVOS ESPECÍFICOS ..... **Error! Bookmark not defined.**

1.3.APRESENTAÇÃO DO TRABALHO 7

2.EMBASAMENTO TEÓRICO 9

2.1.DEFINIÇÕES FUNDAMENTAIS 9

2.2.HIPÓTESES BÁSICAS PARA CÁLCULO DE PEÇAS FLETIDAS 10

2.2.1.Desprezar a resistência à tração do concreto 11

2.2.2.Hipótese de Bernoulli 11

2.2.3.Solidariedade dos materiais 11

2.2.4.Ruína da seção transversal para qualquer tipo de flexão no estado limite último..... 11

2.2.5.Diagrama parábola-retângulo de tensões e deformações no concreto no estado limite último..... 11

2.2.6.Diagrama de tensões e deformações no aço 12

2.3.DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO EM UMA SEÇÃO TRANSVERSAL 13

2.4.MÉTODOS DE CÁLCULO 19

2.4.1.Cálculo exato..... 19

2.4.2.Cálculo por tentativas..... 23

2.4.3.Métodos simplificados de cálculo 24

2.4.4.Método das Fibras 25

2.4.5.Método aproximado X Método simplificado 32

2.5.MÉTODO UTILIZADO POR PROGRAMAS EXISTENTES 32

3.PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS.....34

3.1.DADOS DE ENTRADA 34

3.2.DEFINIÇÃO DA MALHA DE FIBRAS..... 35

3.3.VARIAÇÃO ANGULAR 36

3.4.POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA..... 36

3.5.DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO..... 38

3.6.DISTÂNCIAS DOS ELEMENTOS ATÉ A LINHA NEUTRA E ATÉ OS EIXOS PRINCIPAIS DE INÉRCIA..... 38

3.7.DEFORMAÇÕES E TENSÕES DAS FIBRAS COMPRIMIDAS DE CONCRETO..... 39

3.8.DEFORMAÇÕES E TENSÕES DAS ARMADURAS TRACIONADAS E COMPRIMIDAS..... 39

3.9.FORÇAS NORMAIS DE COMPRESSÃO RESISTENTES DAS FIBRAS.. 40

3.10.FORÇAS NORMAIS RESISTENTES DAS ARMADURAS 40

3.11.ESFORÇO NORMAL RESISTENTE DA SEÇÃO DE CONCRETO ARMADO..... 40

3.12.MOMENTOS RESISTENTES CONFERIDOS PELO CONCRETO 41

3.13.MOMENTOS RESISTENTES CONFERIDOS PELA ARMADURA..... 41

3.14.MOMENTO RESISTENTE DA SEÇÃO DE CONCRETO ARMADO 42

3.15.ENVOLTÓRIA DE MOMENTOS RESISTENTES (ÁBACO DE VERIFICAÇÃO)..... 42

3.16.FLUXOGRAMA DO MÉTODO IMPLEMENTADO 43

3.17.ANÁLISE DA ENVOLTÓRIA DE MOMENTOS RESISTENTES..... 47

3.18.VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS 46

3.19.VANTAGENS E DENSAVANTAGENS DO PROGRAMA CRIADO 53

4.CONSIDERAÇÕES FINAIS.....55

5.REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....56

6.ANEXOS.....58

1. INTRODUÇÃO

O concreto armado é um material composto pela associação do concreto e do aço, onde seu comportamento depende da aderência entre o concreto e a armadura (NBR 6118:2014). É utilizado na concepção de diversos elementos estruturais, entre eles estão as lajes, as vigas e os pilares. Softwares computacionais são utilizados para otimizar o trabalho de engenheiros civis, tanto na análise de elementos isolados quanto de estruturas em geral compostas por este material (KIMURA, 2007).

O trabalho em questão trata do desenvolvimento de um código computacional para verificação de seções retangulares de peças de concreto armado, com armaduras simétricas em suas faces, submetidas à flexão composta oblíqua, seja flexocompressão ou flexotração. Estaverificação é feita através do método das fibras apresentado por MENESES (2013), associado ao método da bisseção. A utilização de tal método se deve ao fato do mesmo possuir uma formulação matemática mais simples comparada a outros métodos, como por exemplo, o método apresentado por acadêmicos do ITA (Instituto Tecnológico da Aeronáutica) no programa denominado nFOCCA. O método teve todo seu estudo feito com os devidos cuidados para que fossem atendidas as premissas da Norma Técnica Brasileira NBR 6118:2014. Após o estudo do método foi elaborado o algoritmo, posteriormente implementado.

O código foi desenvolvido na plataforma de linguagem computacional Visual Basic, onde o usuário entra com os esforços atuantes e algumas características específicas, afim de que se possa fazer a verificação de seções retangulares. Para a validação dos resultados obtidos, foram feitas comparações com programas já existentes e amplamente difundidos na área de projetos estruturais, como por exemplo, o TQS.

1.1. JUSTIFICATIVAS

A informática está cada dia mais presente na vida das pessoas, ao mesmo tempo em que está se transformando em uma ferramenta indispensável na engenharia de estruturas, logo se deve ressaltar a facilidade

que a mesma proporciona ao trabalho de um engenheiro civil. Na prática, como qualquer outra área tecnológica, todas essas inovações ficaram atreladas aos computadores que, ao mesmo tempo em que permitiram que processamentos até então inviáveis fossem realizados de forma produtiva, passaram a usar novos conceitos ainda não muito bem disseminados no meio técnico de forma efetiva e corriqueira (KIMURA, 2007).

Portanto, cabe ao engenheiro civil adaptar-se para aprender a fazer uso dessas novas ferramentas, não deixando de lado seu raciocínio e o aprendizado adquirido ao longo do tempo, para que então possa fazer análises coerentes dos resultados gerados pelas ferramentas computacionais.

Enfim, todo este processo computacional gera um ganho expressivo em tempo e economia, pois conforme SMANIOTTO (2005), o uso de computadores reduz o tempo de cálculo e elimina os erros decorrentes do cálculo manual, o que acaba resultando numa representação mais próxima da realidade do comportamento das estruturas, comprovando assim a importância desta tecnologia no ramo da construção civil. Sendo assim, o programa criado, denominado DSS Flexão Composta Oblíqua, serve como mais uma ferramenta disponível no mercado para a realização de verificações de seções retangulares de peças de concreto armado submetidas à flexão composta oblíqua.

1.2. OBJETIVOS

Desenvolvimento de código computacional para a verificação de seções retangulares de concreto armado, com armaduras simétricas em suas faces, submetidas à flexão composta oblíqua através do método das fibras.

1.3. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

No capítulo 2 são apresentados os conceitos básicos utilizados para a concepção do código computacional. Nele estão presentes as definições fundamentais, hipóteses para cálculos de peças fletidas, descrição dos domínios de deformação e os métodos de cálculo existentes.

No capítulo 3 são descritos os procedimentos metodológicos que foram utilizados para o desenvolvimento do código computacional. Nele estão

presentes todas as considerações feitas com relação ao método das fibras, um fluxograma para melhor entendimento do método e por fim as análises realizadas para validação do DSS Flexão Composta Oblíqua, bem como suas vantagens e desvantagens.

No capítulo 4 são apresentadas as considerações finais decorrentes deste trabalho. Nele são descritas as considerações quanto à eficiência do método utilizado e também quanto à apresentação gráfica do DSS Flexão Composta Oblíqua.

2. EMBASAMENTO TEÓRICO

Este capítulo apresenta os conceitos utilizados como embasamento teórico para o desenvolvimento do presente trabalho. Serão abordados os seguintes assuntos:

a) Definições fundamentais;

b) Hipóteses básicas para o cálculo de peças fletidas;

c) Domínios de deformação em uma seção transversal;

d) Métodos de cálculo.

2.1. DEFINIÇÕES FUNDAMENTAIS

Conforme descrito por CARVALHO e PINHEIRO (2009), para as definições dos tipos de flexão a que uma peça de seção transversal retangular de concreto armado possa estar submetida, considera-se, de maneira simplificada, que a armadura adotada para a seção de concreto será sempre simétrica em relação ao eixo perpendicular ao momento fletor (pelo menos um eixo de simetria). Com essa simplificação define-se:

- Flexão Normal: ocorre quando existe ao menos um eixo de simetria na seção transversal e o plano de carregamento contém esse eixo.
- Flexão composta normal: é a flexão normal, porém considerando a existência de uma força normal atuante.
- Flexão oblíqua: ocorre quando o plano de carregamento não contém nenhum dos eixos de simetria.
- Flexão composta oblíqua: é a flexão oblíqua, porém considerando a existência de uma força normal atuante.

Além das definições acima, outras se fazem pertinentes para a compreensão do assunto:

- Solicitações normais: são esforços solicitantes que produzem tensões normais, seja de tração ou de compressão, se enquadram aqui o momento fletor e a força normal.

- Esforços externos: são esforços provenientes das cargas que atuam na estrutura.
- Esforços internos: são esforços que surgem dentro das peças para equilibrar os esforços externos provenientes da estrutura.
- Linha neutra (LN): é a reta em que todos os pontos apresentam tensão nula, ou seja, é a linha de deformação nula da seção que divide a região comprimida da região tracionada, o conhecimento da sua posição conduz à solução do problema.
- Estado limite último (ELU): conforme descrito no item 3.2.1 da NBR 6118:2014, é o estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura. Antigamente, no cálculo de peças de concreto armado, sua ruptura era caracterizada simplesmente pela ruptura do concreto, sem levar em consideração se havia ocorrido ou não o escoamento do aço. Com o passar do tempo constatou-se a necessidade de limitar o alongamento da armadura tracionada da seção, visto que o alongamento excessivo da armadura gera uma fissuração exagerada, atingindo-se assim um estado último, sendo que neste caso nem sempre ocorria a ruptura do concreto na área comprimida da seção. Portanto, para a verificação de segurança considera-se por esgotada a capacidade resistente da seção de concreto armado quando ocorre a ruptura do concreto comprimido ou a deformação excessiva da armadura tracionada.

2.2. HIPÓTESES BÁSICAS PARA CÁLCULO DE PEÇAS FLETIDAS

A análise da capacidade resistente de peças de concreto armado submetidas a solicitações normais é realizada admitindo-se válidas algumas hipóteses básicas. Tais hipóteses para o cálculo no estado limite último estão presentes no item 17.2.2 da NBR 6118:2014.

2.2.1. Desprezar a resistência à tração do concreto

Este é princípio inicial a ser considerado, desta forma para todas as forças de tração necessárias ao equilíbrio interno da seção devem ser providenciadas pelas armaduras de aço, conforme apresentado em LEONHARDT e MÖNNIG (1977).

2.2.2. Hipótese de Bernoulli

Considera-se que as seções transversais permanecem planas após o início da deformação e até o estado limite último. Com esta hipótese determina-se que as deformações específicas são, em cada ponto, proporcionais à sua distância à linha neutra da seção.

2.2.3. Solidariedade dos materiais

Admite-se a solidariedade perfeita entre o concreto e a armadura,onde as deformações das barras devem ser as mesmas do concreto que as envolve.

2.2.4. Ruína da seção transversal para qualquer tipo de flexão no estado limite último

Tal ruína fica caracterizada quando o aço, o concreto ou ambos atingem suas deformações específicas últimas (CARVALHO e PINHEIRO. 2009).

- Encurtamentos últimos do concreto:
  - $\varepsilon_{cu} = 3{,}5$ ‰ nas seções não inteiramente comprimidas (flexão);
  - $\varepsilon_{cu} = 2{,}0$ ‰ a $\varepsilon_{cu} = 3{,}5$ ‰ nas seções inteiramente comprimidas.
- Alongamento último das armaduras:
  - $\varepsilon_{su} = 10{,}0$ ‰ para prevenir deformação plástica excessiva.

2.2.5. Diagrama parábola-retângulo de tensões e deformações no concreto no estado limite último

Admite-se que a distribuição de tensões e deformações no concreto seja feita de acordo com o diagrama parábola-retângulo conforme indicado na figura 1:

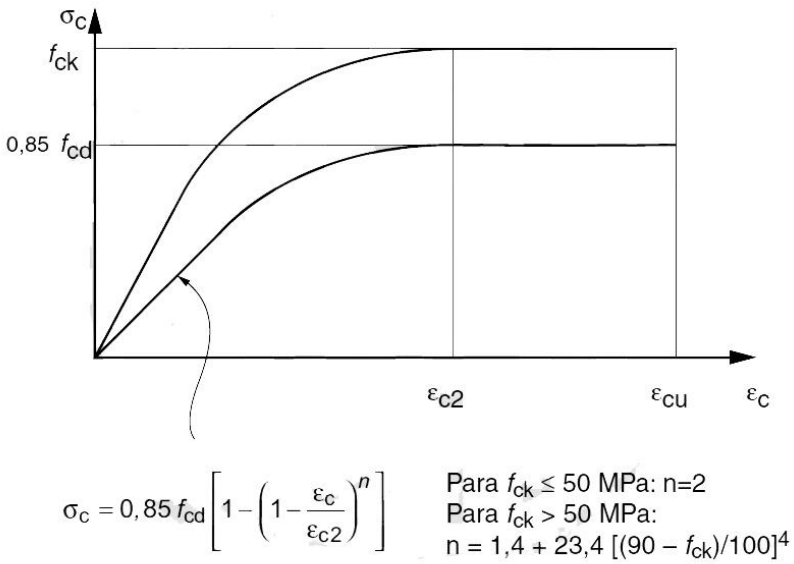

Figura 1 - Diagrama tensão-deformação idealizado.
(Fonte: Figura 8.2 da NBR6118:2014)

2.2.6. Diagrama de tensões e deformações no aço

As tensões e deformações no aço são dadas de acordo com o diagrama da figura 2:

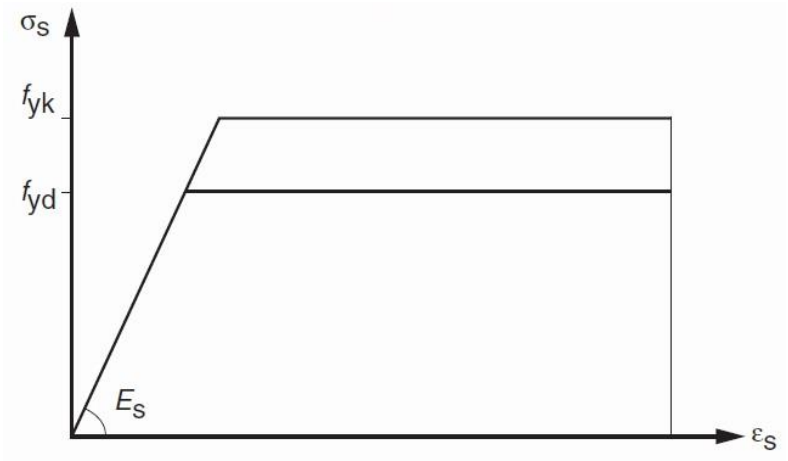

Figura 2 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.
(Fonte: Figura 8.4 da NBR 6118:2014)

2.3. DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO EM UMA SEÇÃO TRANSVERSAL

Conforme apresentado por LEONHARDT e MÖNNIG (1977), a capacidade de carga de uma seção de concreto armado é esgotada, quando o concreto rompe à compressão, ou o aço à tração. Um aumento de carga além desta carga de ruptura não é possível.

Para compreender o funcionamento de uma seção de concreto armado se torna de fundamental importância compreender os domínios de deformação na qual ela está imposta. CARVALHO e PINHEIRO (2009) apresentam estes domínios de deformação, sendo que os conjuntos de deformações específicas do concreto e do aço, ao longo de uma seção transversal retangular com armadura simples (só tracionada) submetida a solicitações normais, definem seis domínios de deformações, sendo estes definidos através da variação da posição da linha neutra de $-\infty$ até $+\infty$, ou seja, variando-se as solicitações desde a tração uniforme até a compressão uniforme, conforme esquematizados na figura 3.

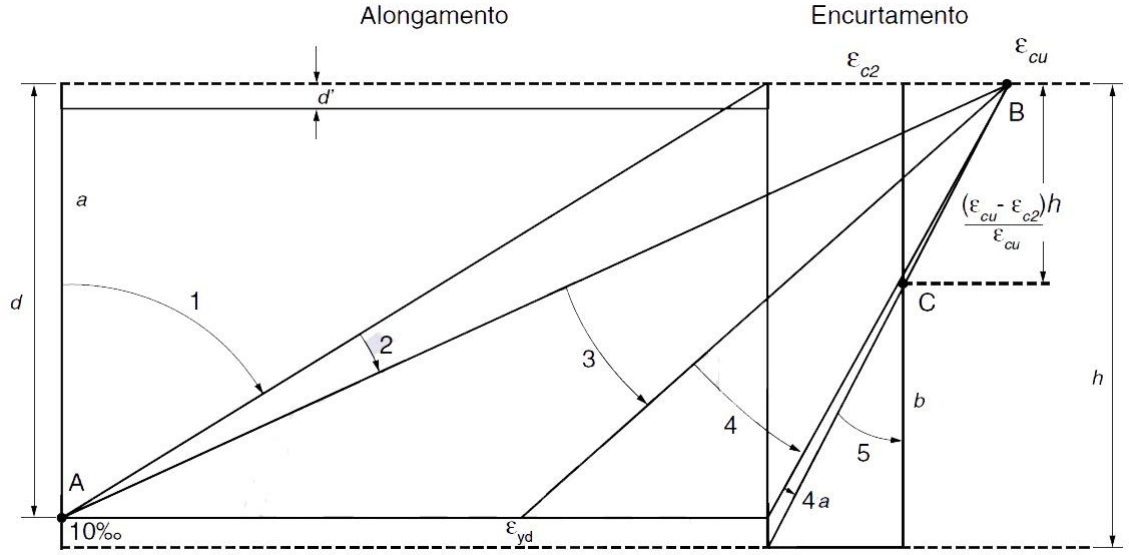

Figura 3 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal.
(Fonte: Figura 17.1 da NBR 6118:2014)

A reta “a” e os domínios 1 e 2 são definidos pelo estado limite último por deformação plástica excessiva do aço; os domínios 3, 4, 4a, 5 e a reta “b” são definidos pelo estado limite último por ruptura do concreto. Abaixo seguem as principais características de cada um dos domínios observados na figura 3.

a) Reta a

- Tração uniforme;
- Deformação do aço: $\varepsilon_s = 10\ ‰$;
- Deformação do concreto: $\varepsilon_c = 10\ ‰$;
- Posição da linha neutra: $x = -\infty$.

b) Domínio 1

- Tração não-uniforme, sem compressão;
- Início: $\varepsilon_s = 10\ ‰$ e $\varepsilon_c = 10\ ‰$; $x = -\infty$;
- Término: $\varepsilon_s = 10\ ‰$ e $\varepsilon_c = 0$; $x_1 = 0$;
- Estado limite último caracterizado pela deformação do aço: $\varepsilon_s = 10\ ‰$;
- A linha neutra é externa à seção transversal, ou seja, a seção está inteiramente tracionada;
- O concreto é admitido como inteiramente fissurado.

SÜSSEKIND (1947) define este domínio como sendo o domínio em que o concreto, segundo a hipótese básica de desprezo de sua resistência à tração, é considerado sem qualquer função resistente, sendo essa função desempenhada pelas armaduras tracionadas a serem colocadas dentro de tal finalidade.

c) Domínio 2

- Flexão simples ou composta;
- Não ocorre ruptura do concreto à compressão ($\varepsilon_c < 3{,}5\ ‰$) e o aço encontra-se com a máximo alongamento permitido;
- Início: $\varepsilon_s = 10\ ‰$ e $\varepsilon_c = 0$; $x_1 = 0$;
- Término: $\varepsilon_s = 10\ ‰$ e $\varepsilon_c = 3{,}5‰$; $x = x_2 = 0{,}259.\,d$;
- Estado limite último caracterizado pela deformação do aço: $\varepsilon_s = 10\ ‰$;
- A linha neutra corta a seção transversal (tração e compressão);
- Concreto é mal aproveitado, pois sua deformação é menor que a de ruptura.

d) Domínio 3

- Flexão simples (seção subarmada) ou composta;
- Ocorre ruptura do concreto à compressão e o escoamento do aço;
- Início: $\varepsilon_s = 10\ ‰ \text{e}\ \varepsilon_c = 3{,}5‰; x = x_2 = 0{,}259.\,d$;
- Término: $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd} \text{e} \varepsilon_c = 3{,}5‰; x = x_3$;
- Estado limite último caracterizado pela deformação do concreto: $\varepsilon_c = 3{,}5\ ‰$;
- A linha neutra corta a seção transversal (tração e compressão);
- Tanto o concreto quanto o aço são bem aproveitados: o concreto encontra-se na ruptura e o aço tracionado no patamar de escoamento.
- O colapso da seção se dá com aviso (grandes deformações e fissuração significativa);

e) Domínio 4

- Flexão simples (seção superarmada) ou composta;
- Ocorre ruptura do concreto à compressão e o aço encontra-se tracionado sem escoamento ($\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$);
- Início: $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd} \text{e} \varepsilon_c = 3{,}5‰; x = x_3$;
- Término: $\varepsilon_s = 0 \text{e} \varepsilon_c = 3{,}5‰; x = x_4 = d$;
- Estado limite último caracterizado pela deformação do concreto: $\varepsilon_c = 3{,}5\ ‰$;
- A linha neutra corta a seção transversal (tração e compressão);
- Concreto é bem aproveitado, pois se encontra na ruptura, mas o aço não, pois sua deformação é menor que a de início de escoamento.
- A ruptura é frágil, sem aviso, pois o concreto se rompe sem que a armadura atinja sua deformação de escoamento, logo não há grandes deformações do aço nem fissuração significativa do concreto que sirvam de advertência.

f) Domínio 4a

- Flexão composta;

- Ocorre ruptura do concreto à compressão e o aço encontra-se comprimido;
- Início: $\varepsilon_s = 0 e \varepsilon_c = 3{,}5‰; x = x_4 = d$;
- Término: $\varepsilon_s = \left(1 - \frac{d}{h}\right).3{,}5‰ e \varepsilon_c = 3{,}5‰; x = x_{4a} = h$;
- Estado limite último caracterizado pela deformação do concreto: $\varepsilon_c = 3{,}5\ ‰$;
- A linha neutra corta a seção transversal na região do cobrimento da armadura menos comprimida (entre d e h);
- O aço da armadura menos comprimida é mal aproveitado, pois sua deformação é muito pequena.

g) Domínio 5

- Compressão não-uniforme sem tração;
- Ocorre ruptura do concreto e encurtamento da armadura;
- Início: $\varepsilon_s = \left(1 - \frac{d}{h}\right).3{,}5‰ e \varepsilon_c = 3{,}5‰; x = x_{4a} = h$;
- Término: $\varepsilon_s = 2{,}0‰ e \varepsilon_c = 2{,}0‰; x = x_5$ $(x_5 = +\infty)$;
- Estado limite último caracteriza dopor ε_c variando de $3{,}5\ ‰$ (para $x = h$) a $2{,}0‰$ (na compressão uniforme);
- A linha neutra não corta a seção transversal, ou seja, a seção está inteiramente comprimida.

h) Reta b

- Compressão uniforme;
- Deformação do aço: $\varepsilon_s = 2{,}0\ ‰$;
- Deformação do concreto: $\varepsilon_c = 2{,}0\ ‰$;
- Posição da linha neutra: $x = x_5$ $(x_5 = +\infty)$

Logo, em função de cada um dos domínios, podem ocorrer as seguintes situações:

- Flexocompressão: domínios 2, 3, 4, 4a e 5;
- Flexotração: domínios 1, 2, 3 e 4;
- Compressão uniforme: reta b;

- Tração uniforme: reta a.

2.4. MÉTODOS DE CÁLCULO

Para verificar a capacidade resistente de uma determinada seção transversal de uma peça de concreto armado, hoje se dispõe de diversos métodos, conforme descrito a seguir.

2.4.1. Cálculo exato

FUSCO (1981) apresenta primeiramente o método do cálculo exato para verificação de seções de peças de concreto armado submetidas à flexão oblíqua composta. Para compreender tal método é necessário entender a figura 4 apresentada a baixo.

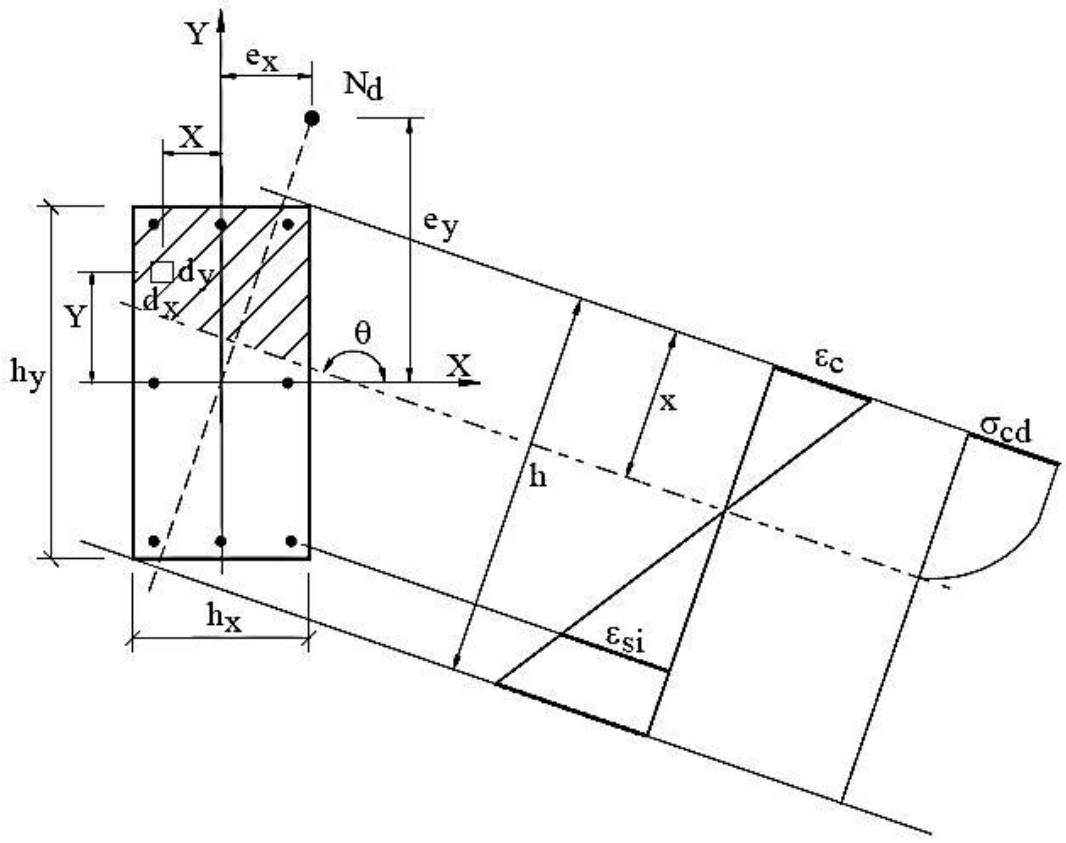

Figura 4 - Flexão composta oblíqua.
(Fonte: PINHEIRO, BARIBALDI e POREM, 2009, p.6)

a) Condições de equilíbrio

As equações a seguir são utilizadas para calcular os valores dos esforços solicitantes de cálculo de qualquer que seja a seção a ser analisada:

- Esforço normal solicitante de cálculo:

$$\mathrm{N_d} = \mathrm{F_d} = \iint_{\mathrm{Acc}} \sigma_{\mathrm{cd}}.d_x.d_y + \sum_{\mathrm{i=1}}^{\mathrm{n}} \mathrm{A_{si}}.\sigma_{\mathrm{sid}} \qquad (01)$$

- Momento fletor solicitante de cálculo na direção do eixo x:

$$\mathrm{M_{xd}} = \mathrm{F_d}.\mathrm{e_x} = \iint_{\mathrm{A_{cc}}} \sigma_{\mathrm{cd}}.\mathrm{X}.d_x.d_y + \sum_{\mathrm{i=1}}^{\mathrm{n}} \mathrm{A_{si}}.\sigma_{\mathrm{sid}}.\mathrm{X_{si}} \qquad (02)$$

- Momento fletor solicitante de cálculo na direção do eixo y:

$$\mathrm{M_{yd}} = \mathrm{F_d}.\mathrm{e_y} = \iint_{\mathrm{Acc}} \sigma_{\mathrm{cd}}.\mathrm{Y}.d_x.d_y + \sum_{\mathrm{i=1}}^{\mathrm{n}} \mathrm{A_{si}}.\sigma_{\mathrm{sid}}.\mathrm{Y_{si}} \qquad (03)$$

Onde:

- $\mathrm{N_d}$, $\mathrm{F_d}$– Esforço normal solicitante de cálculo;
- $\mathrm{M_{xd}}$– Momento fletor solicitante de cálculo na direção do eixo x;
- $\mathrm{M_{Yd}}$–Momento fletor solicitante de cálculo na direção do eixo y;
- $\mathrm{A_{cc}}$ – Área de concreto comprimida da seção transversal;
- σ_{cd}– Tensão de compressão no concreto, em valor de cálculo;
- $\mathrm{A_{si}}$ – Área de aço do elemento infinitesimal;
- σ_{sid} – Tensão de tração do aço do elemento infinitesimal, em valor de cálculo;
- $\mathrm{e_x}$ – Excentricidade em relação ao eixo x;
- $\mathrm{e_y}$ – Excentricidade em relação ao eixo y;
- n– Número de armaduras;
- X – Abscissa do elemento infinitesimal de área $d_x.d_y$;
- Y – Ordenada do elemento infinitesimal de área $d_x.d_y$;
- $\mathrm{X_{si}}$– Abscissa da barra genérica i;
- Y_{si}– Ordenada da barra genérica i.

b) Condições de compatibilidade

As condições de compatibilidade são decorrentes da hipótese de Bernoulli, descrita no item 2.2.2.do presente trabalho, onde com a posição da linha neutra e impondo uma deformação específica de um ponto qualquer da seção transversal, ficam determinadas as deformações de todos os outros pontos da seção, e suas respectivas tensões.

c) Solução do problema

Para uma seção transversal qualquer, escolhida a inclinação da linha neutra e a profundidade da mesma, impondo-se as deformações que caracterizam cada um dos domínios podem ser calculadas todas as tensões nela atuantes.

As condições de equilíbrio fornecem então os valores dos esforços resistentes correspondentes $\mathrm{N_d}$,$\mathrm{M_{xd}}$ e $\mathrm{M_{yd}}$.

d) Apresentação dos resultados

Variando a profundidade da linha neutra e variando a inclinação da mesma, obtêm-se todos os possíveis ternos de valores$\mathrm{N_d}$,$\mathrm{M_{xd}}$ e $\mathrm{M_{yd}}$ que conduzem uma dada seção ao estado limite último de ruptura ou de alongamento plástico excessivo.

e) Traçado do diagrama de interação

Para o traçado sistemático dos diagramas de interação, deve-se levar em consideração a figura 5 representada abaixo:

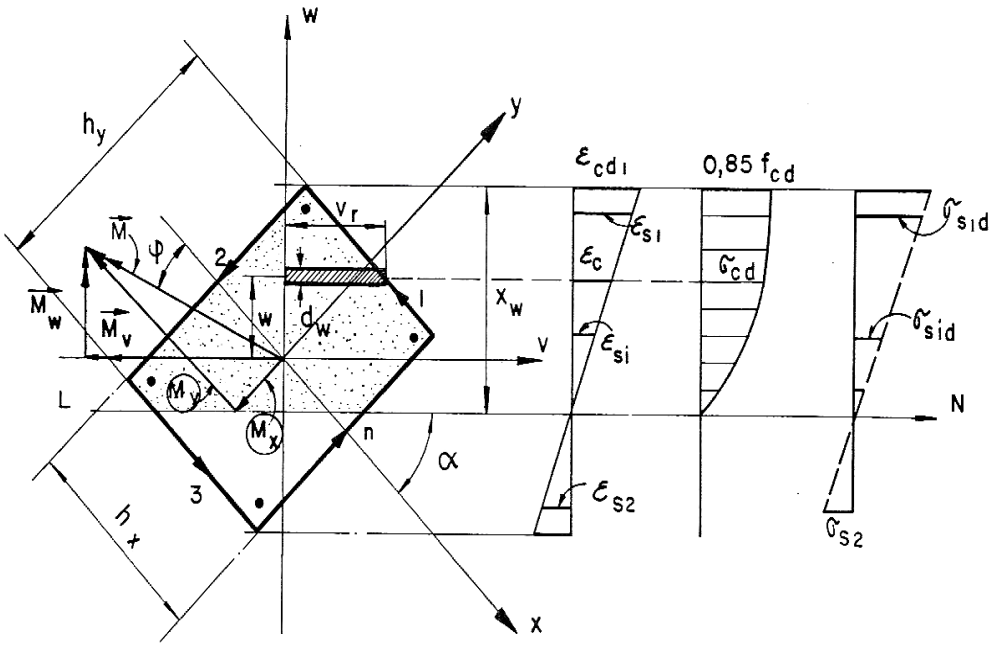

Figura 5 - Determinação das solicitações resistentes.
(Fonte: FUSCO, 1981, p.103)

O traçado dos diagramas de interação é feito para valores constantes de $\mathrm{N_d}$. Sendo assim, adotado um valor de $\mathrm{N_d}$, ou seja, admitindo um valor de:

$$v_d = \frac{\mathrm{N_d}}{\mathrm{A_c}.f_{cd}} \tag{04}$$

Com o a valor de v_d fixa-se uma inclinação α para a linha neutra e calculam-se os valores de $\mathrm{N_d}$ para valores crescentes da profundidade $\mathrm{x_w}$ da zona comprimida.

Quando se obtém o valor preestabelecido para $\mathrm{N_d}$, nessa posição são calculados os momentos M_{vd} e M_{wd} e, a partir deles, os momentos $\mathrm{M_{xd}}$ e $\mathrm{M_{yd}}$, obtendo-se então valores de μ_{xd} e μ_{yd}com os quais fica determinado um ponto no diagrama de interação conforme apresenta a figura 6.

$$\mu_{xd} = \frac{\mathrm{M_{xd}}}{\mathrm{A_c}.\mathrm{h_x}\,.f_{cd}} \tag{05}$$

$$\mu_{yd} = \frac{\mathrm{M_{yd}}}{\mathrm{A_c}.\mathrm{h_y}\,.f_{cd}} \tag{06}$$

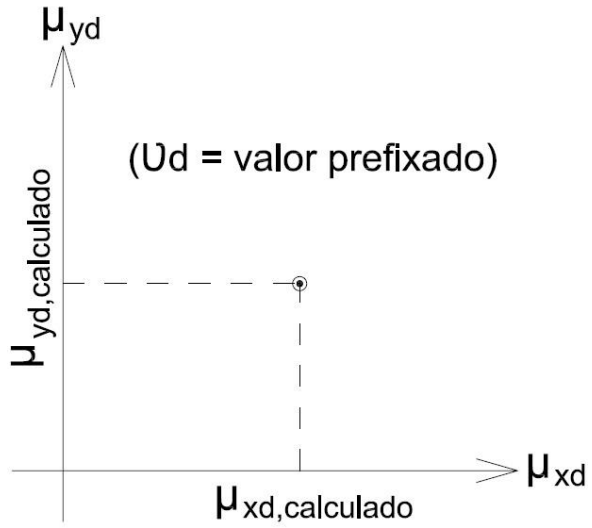

Figura 6 - Traçado do diagrama de interação.
(Fonte: FUSCO, 1981, p.104)

Adotam-se a seguir novas inclinações α para a linha neutra e repete-se para cada uma delas o processo descrito anteriormente, obtendo-se desse modo, por pontos, o diagrama de interação ($\mu_{xd},\ \mu_{cd},\ v_d = \text{const.}$), conforme se vê na figura 7.

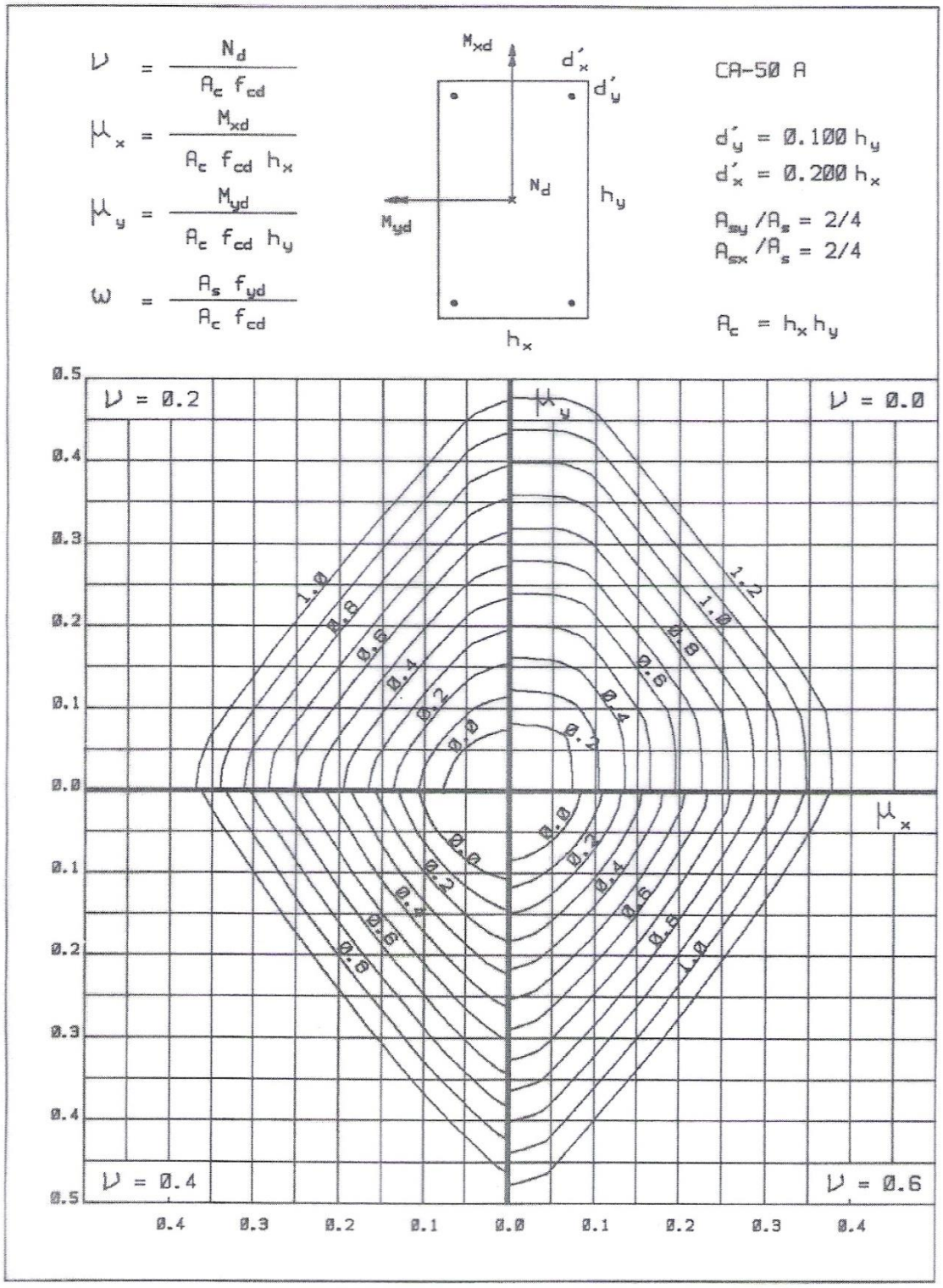

Figura 7 - Diagrama de interação.
(Fonte: PINHEIRO, BARIBALDI e POREM, 2009, p.19)

Estes diagramas de interações já foram feitos para várias seções transversais com várias disposições de armaduras e cobrimentos, de onde

resultaram diversos ábacos para a execução do dimensionamento de uma dada seção.

Com o valor de $v_d$determina-se o quadrante do ábaco a ser analisado. Sabendo-se o quadrante, entra-se com os valores de μ_{xd} eμ_{yd} e então se retira do ábaco a taxa mecânica de armadura (ω). Obtida a taxa mecânica determina-se a área de aço necessária para a seção resistir à solicitação de flexão composta oblíqua em função do ábaco escolhido através da seguinte equação:

$$A_s = \frac{\omega . A_c . f_{cd}}{f_{yd}} \qquad (07)$$

2.4.2. Cálculo por tentativas

Quando não há ábacos elaborados para a seção transversal a ser analisada e nem são aplicáveis outros métodos de cálculo, o dimensionamento da seção pode ser feito por tentativas conforme apresentado por FUSCO (1981).

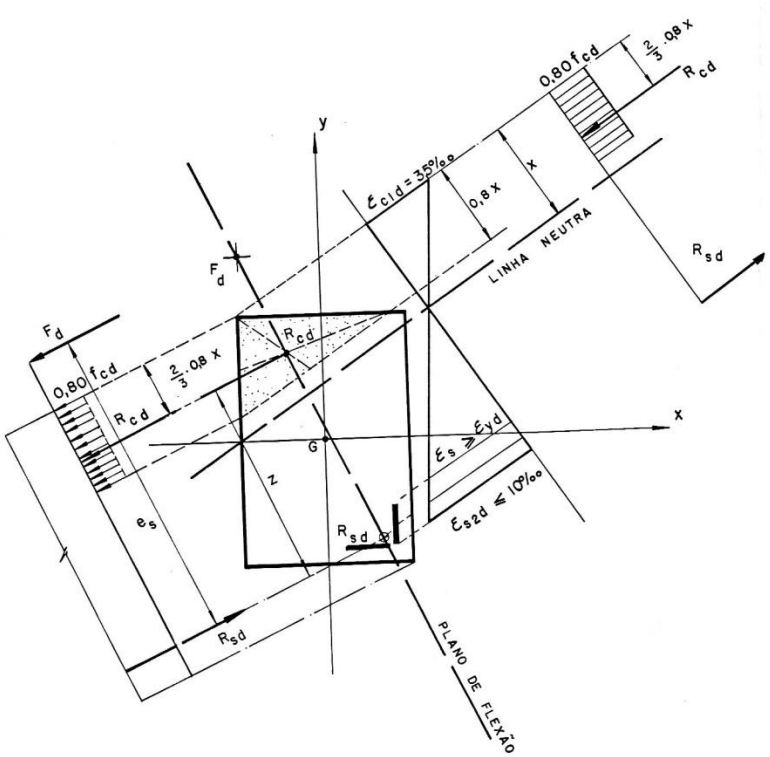

Figura 8 - Cálculo por tentativas.
(Fonte: FUSCO, 1981, p.110)

Conhecida a seção transversal e a posição da força normal solicitante, arbitra-se um arranjo de armadura de tração da forma mais concentrada possível, de modo a facilitar a solução do problema. A posição da linha neutra será determinada por tentativas, pois se sabe que a força normal aplicada a resultante das tensões na armadura de tração e a resultante das tensões de compressão no concreto deverão estar situadas no mesmo plano. Conhecidas essas posições deve-se variar a posição da linha neutra até que esta satisfaça as seguintes condições:

$$R_{cd} = \frac{M_{sd}}{z} \tag{08}$$

$$M_{sd} = F_d \times e_s \tag{09}$$

Determinada a posição da linha neutra, calcula-se a armadura de tração necessária pela seguinte fórmula:

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{M_{sd}}{z} \pm N_d\right) \tag{10}$$

Com sinal positivo para $\mathrm{N_d}$ de tração e sinal negativo para compressão. Calculada esta armadura deve-se verificar as deformações para garantir a condição de que $\sigma_{\mathrm{sd}} = \mathrm{f_{yd}}$.

2.4.3. Métodos simplificados de cálculo

Existem ainda alguns métodos simplificados para a realização do dimensionamento de seções submetidas à flexão composta oblíqua. Tais métodos são constantemente questionados quanto à sua eficiência e validade. Muitos desses métodos conduzem a soluções antieconômicas, em contra partida são métodos em que as soluções vão sempre a favor da segurança e podem ser feitos de maneira mais ágil do que os métodos mais precisos.

FUSCO (1981) apresenta o método da linearização dos diagramas de interação, o método da Norma Russa e o método da transformação afim das seções. Estes são apenas alguns dos métodos simplificados existentes.

Entretanto, este trabalho não abordará tais métodos, pois tratará exclusivamente do método das fibras, um método aproximado estudado em Portugal.

2.4.4. Método das Fibras

Um estudo apresentado em Portugal descreve outro método para verificação de seções de concreto armado solicitadas à flexão composta oblíqua, conhecido como método das fibras. MENESES (2013) apresenta um estudo baseado em MONTEIRO (2011), ambos apresentam e descrevem tal método.

O método consiste na discretização da seção de concreto armado a ser verificada através da sua divisão em áreas elementares, formando assim uma malha de fibras. Sobre essas fibras serão feitas análises individuais, onde ao final de todas as verificações necessárias, o somatório de todas essas fibras se apresentará como um resultado satisfatório do problema apresentado.

De um modo geral, após a definição da malha de fibras, é determinada a posição da linha neutra da seção a fim de se saber quais fibras estão comprimidas e quais estão tracionadas. Feito isto MENESES (2013) e MONTEIRO (2011) passam a determinar as características de cada fibra e de cada armadura, ou seja, determinam as deformações específicas, as tensões e a forças de compressão resistentes. O somatório das forças de compressão resistentes nas fibras e nas armaduras determina a capacidade resistente da seção ao esforço axial.

Com as análises feitas em função da posição da linha neutra definida, transferem-se tais resultados para um novo referencial, sendo este o centro de gravidade da seção em questão, para então determinar os momentos resistentes da seção com relação aos seus eixos principais de inércia. Este método será apresentado de forma minuciosa nos itens a seguir, pois este é o método utilizado para o desenvolvimento do código computacional tratado no presente trabalho.

a) Definição da malha de fibras

A seção transversal a ser analisada é dividida em diversas áreas elementares para o prosseguimento do método. MENESES (2013) apresenta essa divisão sendo feita em função do tamanho desejável da malha para a seção em questão.

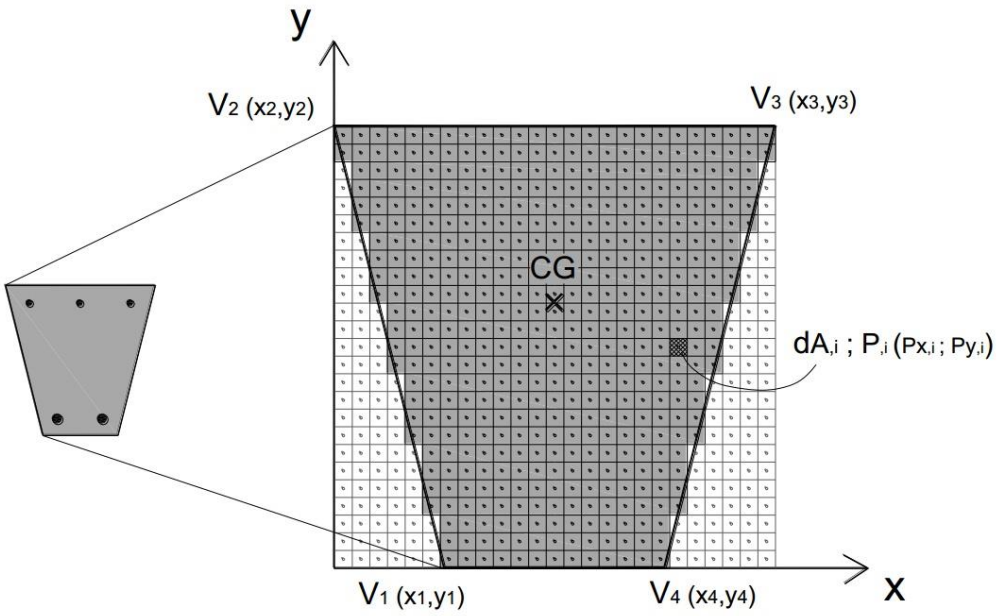

Figura 9 - Definição e discretização de uma seção transversal genérica de concreto armado.
(Fonte: MENESES, 2013, p.35)

b) Determinação das regiões comprimida e tracionada da seção

A posição da linha neutra divide a região comprimida da tracionada (figura 10), logo as fibras de concreto e armaduras que se encontram acima desta estão comprimidas e as abaixo tracionadas. MENESES (2013) realiza a determinação dessas regiões através de uma função lógica, função está que não foi apresentada em seu trabalho.

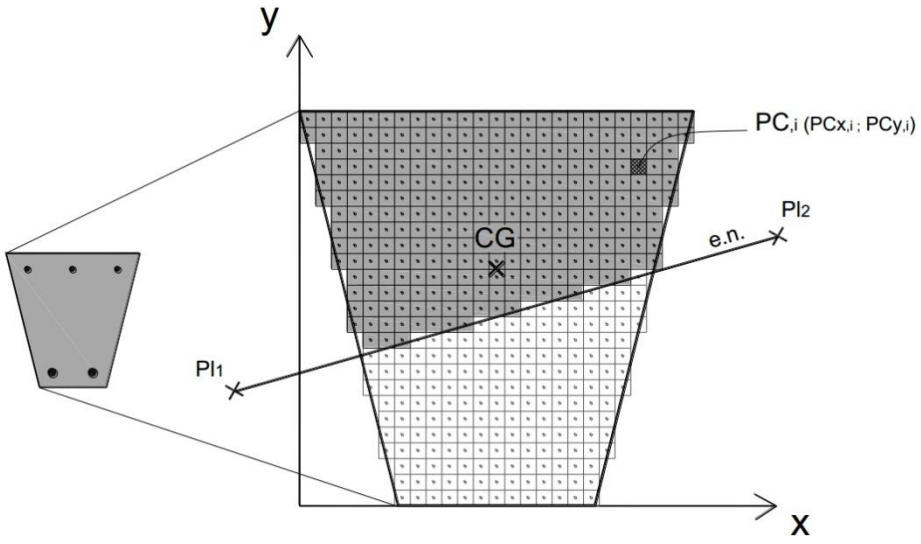

Figura 10 - Determinação das regiões comprimida e tracionada de uma seção genérica.
(Fonte: MENESES, 2013, p.36)

c) Cálculo das distâncias das fibras e armaduras até a linha neutra

Para calcular as deformações das fibras e armaduras primeiramente têm-se que determinar as distâncias, na perpendicular, das mesmas até a linha neutra. MENESES (2013) determina essas distâncias através da equação da distância de ponto à reta descrita abaixo:

$$d_i = \frac{(y_1 - y_2).x_i + (x_2 - x_1).y_i + (x_1.y_2 - x_2.y_1)}{\sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2}} \qquad (11)$$

Onde:

- d_i– Distância na perpendicular, de cada fibra (figura 11) e de cada armadura (figura 12) à linha neutra;
- x_1, y_1,x_2, y_2 – Coordenadas que definem a reta da linha neutra;
- x_i, y_i – Coordenadas do eixo de cada fibra/armadura.

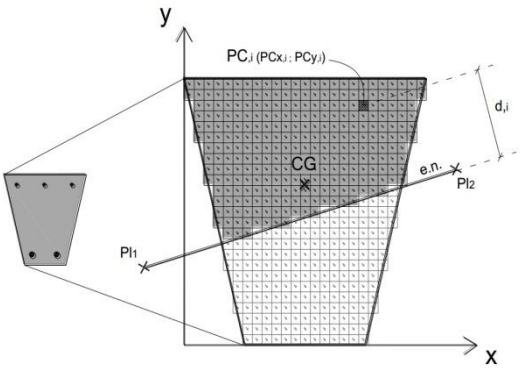

Figura 11 - Distância de cada fibra à linha neutra.
(Fonte: MENESES, 2013, p.36)

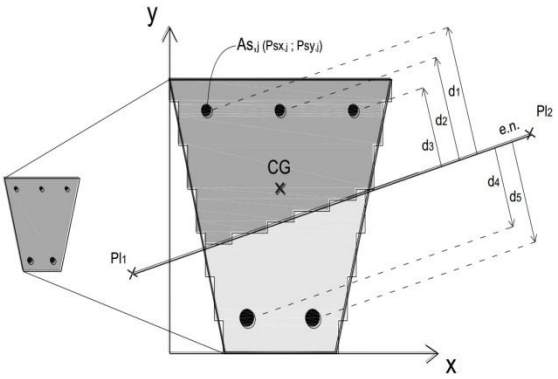

Figura 12 - Distância de cada armadura à linha neutra.
(Fonte: MENESES, 2013, p.40)

d) Determinação das deformações e tensões das fibras comprimidas e das armaduras tracionadas e comprimidas

Conhecida a posição da linha neutra sabe-se a qual domínio a seção está submetida, sendo assim MENESES (2013) obtém as deformações das fibras e armaduras através do diagrama de deformações específico para o domínio em questão. Com as deformações das fibras de concreto associadas ao diagrama parábola-retângulo definem-se as tensões em cada uma das fibras (figura 13). Analogamente ao concreto se faz o mesmo com as

armaduras, entretanto as tensões nas armaduras definem-se através da associação das deformações com o diagrama de tensões no aço (figura 14).

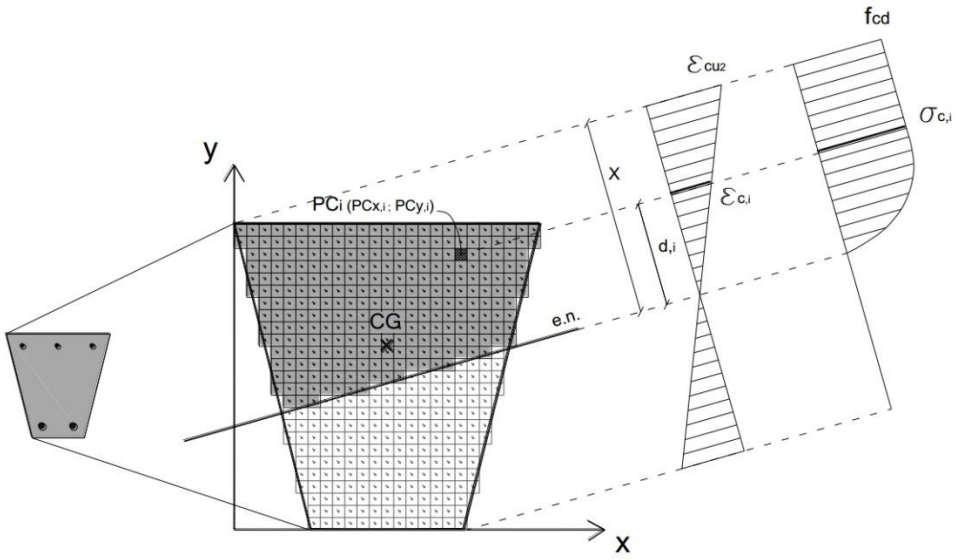

Figura 13 - Diagrama de deformações e tensões no concreto em uma seção genérica. (Fonte: MENESES, 2013, p.37)

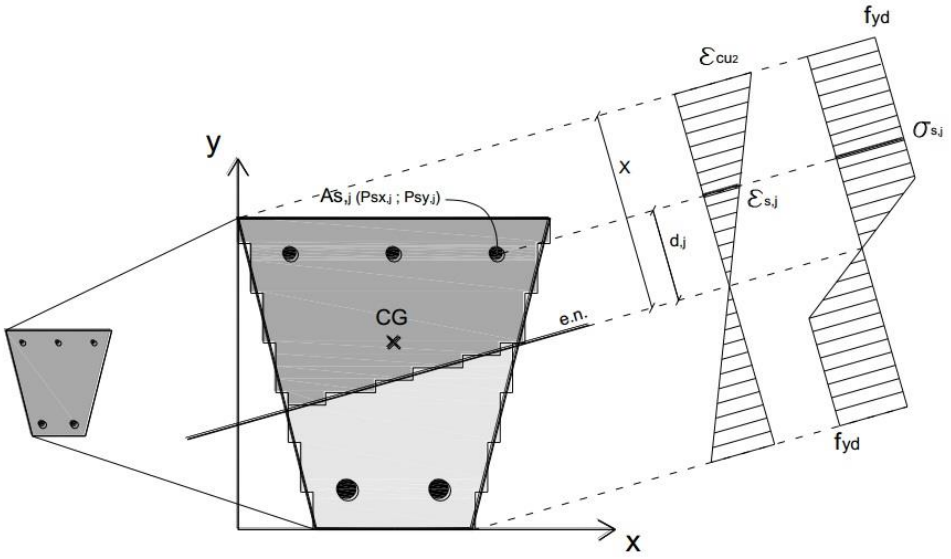

Figura 14 - Diagrama de deformações e tensões no aço em uma seção genérica. (Fonte: MENESES, 2013, p.41)

e) Determinação das forças resultantes nas fibras comprimidas e nas armaduras tracionadas e comprimidas

A força normal em cada fibra e em cada armadura é a resultante do produto da tensão em cada elemento pela sua área correspondente, ou seja:

$$F_i = \sigma_i \times A_i \quad (12)$$

Onde:

- F_i– Força normal em cada fibra/armadura;
- σ_i–Tensão em cada fibra/armadura;
- A_i – Área de cada fibra/armadura.

f) Determinação do esforço axial resistente da seção de concreto armado

O esforço axial resistente da seção de concreto armado é definido pelo somatório das resistências conferidas pelo concreto e pelo aço, ou seja:

$$N_{sd} = \sum F_{ci} + \sum F_{sj} \quad (13)$$

Onde:

- N_{sd} – Esforço axial resistente da seção de concreto armado;
- F_{ci} - Força normal em cada fibra comprimida;
- F_{sj} – Força normal em cada armadura.

g) Novo referencial e nova posição das fibras e armaduras

Como os momentos resistentes de uma seção de concreto armado são sempre em relação aos seus eixos principais de inércia (denominados por MENESES de eixos y e z), é necessário transferir tudo que foi calculado em função da posição da linha neutra para um novo referencial, ou seja, o centro de gravidade da seção, conforme observado na figura 15.

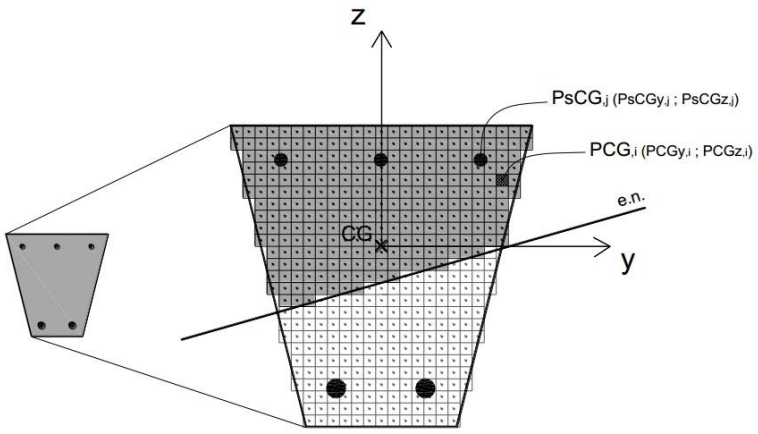

Figura 15 - Mudança de referencial.
(Fonte: MENESES, 2013, p.43)

Para realizar esta conversão de referencial MENESES (2013) adota as seguintes expressões:

$$\begin{aligned} \mathrm{PC_{CG,yi}} &= \mathrm{PC_{xi}} - \mathrm{CG_x} \\ \mathrm{PC_{CG,Zi}} &= \mathrm{PC_{yi}} - \mathrm{CG_y} \\ \mathrm{PS_{CG,yj}} &= \mathrm{PS_{xj}} - \mathrm{CG_x} \\ \mathrm{PS_{CG,zj}} &= \mathrm{PS_{yj}} - \mathrm{CG_y} \end{aligned} \tag{14}$$

Onde:

- $\mathrm{PC_{CG,yi}}$, $\mathrm{PC_{CG,Zi}}$– Coordenadas do eixo de cada fibra com relação ao centro de gravidade da seção;
- $\mathrm{PS_{CG,yj}}$, $\mathrm{PS_{CG,zj}}$ – Coordenadas do eixo de cada armadura com relação ao centro de gravidade da seção;
- $\mathrm{PC_{xi}}$, $\mathrm{PC_{yi}}$ – Coordenadas do eixo de cada fibra com relação à linha neutra;
- $\mathrm{PS_{xj}}$,$\mathrm{PS_{yj}}$ – Coordenadas do eixo de cada armadura com relação à linha neutra;
- $\mathrm{CG_x}$, $\mathrm{CG_y}$ – Coordenadas do centro de gravidade da seção.

Vale ressaltar que os valores de $\mathrm{PC_{CG,yi}}$ e$\mathrm{PC_{CG,Zi}}$ são positivo quando estão à direita de $\mathrm{CG_x}$ e são negativos caso contrário. Assim comoos valores de $\mathrm{PS_{CG,yj}}$ e$\mathrm{PS_{CG,zj}}$são positivo quando estão acima de $\mathrm{CG_y}$ e são negativos caso contrário.

h) Momentos resistentes conferidos pelo concreto

Realizada a conversão do referencial para os eixos principais de inércia, realiza-se o cálculo dos momentos resistentes da seção. Os primeiros momentos resistentes a serem calculados são os conferidos pelo concreto, estes dependem da posição de cada fibra com relação ao centro de gravidade da seção e da força de compressão nela resultante, ou seja:

$$\begin{aligned} \mathrm{MC_{y,Rd}} &= \sum \mathrm{PC_{CG,zi}}.\ \mathrm{F_{ci}} \\ \mathrm{MC_{z,Rd}} &= \sum \mathrm{PC_{CG,yi}}.\ \mathrm{F_{ci}} \end{aligned} \tag{15}$$

Onde:

- $MC_{y,Rd}$, $MC_{z,Rd}$ – Momentos resistentes conferidos pelo concreto com relação aos eixos principais de inércia;
- $PC_{CG,yi}$, $PC_{CG,Zi}$– Coordenadas do eixo de cada fibra com relação ao centro de gravidade da seção;
- F_{ci} - Força normal em cada fibra comprimida.

i) Momentos resistentes conferidos pelas armaduras

Os momentos resistentes conferidos pela armadura dependem da posição de cada armadura com relação ao centro de gravidade da seção e da força axial nela resultante, ou seja:

$$MS_{y,Rd} = \sum PS_{CG,zj}.\ F_{sj}$$
$$MS_{z,Rd} = \sum PS_{CG,yj}.\ F_{sj} \quad (16)$$

Onde:

- $MS_{y,Rd}$, $MS_{z,Rd}$ – Momentos resistentes conferidos pelo armadura com relação aos eixos principais de inércia;
- $PS_{CG,yj}$, $PS_{CG,zj}$ – Coordenadas do eixo de cada armadura com relação ao centro de gravidade da seção;
- F_{sj} – Força normal em cada armadura.

j) Momentos resistentes totais

Calculado os momentos resistentes conferidos pelo concreto e os conferidos pelo aço, determina-se então os momentos resistentes totais da seção de concreto armado. Para tanto se faz a soma dos momentos resistentes fornecidos pelo concreto e pelo aço, conforme as seguintes expressões:

$$M_{y,Rd} = MC_{y,Rd} + MS_{y,Rd}$$
$$M_{Z,Rd} = MC_{z,Rd} + MS_{z,Rd} \quad (17)$$

Onde:

- $M_{y,Rd}$, $M_{Z,Rd}$ – Momentos resistentes totais da seção de concreto armado com relação aos eixos principais de inércia;
- $MC_{y,Rd}$, $MC_{z,Rd}$ – Momentos resistentes conferidos pelo concreto com relação aos eixos principais de inércia;
- $MS_{y,Rd}$, $MS_{z,Rd}$ – Momentos resistentes conferidos pelo armadura com relação aos eixos principais de inércia.

2.4.5. Método aproximado X Método simplificado

Uma dúvida muito comum é com relação à diferença entre método de cálculo aproximado e simplificado. Ambos que diferem de um método exato de cálculo e apresentam as seguintes características:

- Método aproximado: é utilizado principalmente em algoritmos de programação, quando há necessidade de resolver problemas com um infinito número de passos, sendo necessário delimitá-los para que o algoritmo possa funcionar corretamente e apresentar um resultado satisfatório dentro de uma margem de erro permitida;
- Método simplificado: é utilizado quando há possibilidade de eliminar etapas, considerando-se todas as etapas o resultado obtido é mais preciso, ou seja os resultados são mais próximos da realidade. Contudo, a não realização de algumas etapas pode gerar resultados satisfatórios a um determinado problema, sendo sempre a favor da segurança, o que acaba resultando em uma formulação mais simples.

2.5. MÉTODO UTILIZADO PELO nFOCCA

Para serem feitas comparações com relação ao método implementado, é necessário conhecer o método utilizado em programas já existentes que possuam a mesma finalidade.

Um dos programas existentes e que possui seu método de concepção aberto é o nFOCCA. Este é um programa desenvolvido em 2004 por Gustavo Assis Medeiros em sua tese de graduação no Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA). O nFOCCA foi desenvolvido sob a linguagem de programação Pascal. Sua principal finalidade, segundo

MEDEIROS (2004), é a verificação de seções transversais de concreto armado submetidas à flexão composta oblíqua.

O método apresentado por MEDEIROS (2004) consiste na determinação do terno de valores de esforço normal resistente (N_r), momento fletor na direção do eixo x (M_{xr}) e momento fletor na direção do eixo y da seção (M_{yr}). As resistências totais da seção são obtidas a partir do somatório das resistências fornecidas pelo concreto e pela armadura. Para realizar este somatório é utilizado o Teorema de Green, onde se simplifica o somatório através de integral dupla para uma integral de contorno, ou seja, MEDEIROS (2004) trabalha apenas com o contorno das seções. O Teorema de Green foi aplicado com a finalidade de facilitar a rotina de programação.

A verificação da seção consiste em determinar o terno de distribuição de deformação (ε_0 ,k_x, k_y) em função dos esforços solicitantes. Tal operação é realizada de modo iterativo a partir de uma estimativa inicial desses valores, fazendo-se o uso do método de Newton-Raphson, em três dimensões, para realizar as convergências dos cálculos.

Com a utilização do método acima citado, os valores dos esforços resistentes são obtidos através da solução do seguinte sistema de equações:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{0_{i+1}} \\ k_{x_{i+1}} \\ k_{yx_{i+1}} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{0_i} \\ k_x \\ k_{iy} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{\partial N_r}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial N_r}{\partial k_x} & \frac{\partial N_r}{\partial k_y} \\ \frac{\partial M_{xr}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_{xr}}{\partial k_x} & \frac{\partial M_{xr}}{\partial k_y} \\ \frac{\partial M_{yr}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_{yr}}{\partial k_x} & \frac{\partial M_{yr}}{\partial k_y} \end{bmatrix}^{-1} . \begin{Bmatrix} N - N_r \\ M_x - M_{xr} \\ M_y - M_{yr} \end{Bmatrix} \quad (18)$$

A resolução do sistema acima não se faz pertinente ao presente trabalho.

3. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Este capítulo apresenta os procedimentos metodológicos que foram utilizados para o desenvolvimento do código computacional. Para a realização do código foi utilizado o método das fibras, atendendo as premissas da NBR 6118:2014.

Primeiramente são descritas todas as considerações que foram realizadas para a correta execução do código implementado, e em seguida é apresentado um fluxograma dos procedimentos adotados. Por fim, para a validação do código são realizadas análises comparativas com programas existentes, além de serem apresentadas as principais vantagens e desvantagens do programa criado.

3.1. DADOS DE ENTRADA

A primeira etapa para a execução do código foi a definição dos dados de entrada que seriam necessários para que fossem feitas as verificações posteriores. Desta forma os dados de entrada ficaram definidos conforme apresentado abaixo:

a) Quanto à geometria da seção

- Base (h_x): dimensão da base da seção retangular, em centímetros;
- Altura (h_y): dimensão da altura da seção retangular, em centímetros.

b) Quanto ao arranjo da armadura

- Armadura em h_x: quantidade de barras de aço ao longo da base da seção;
- Armadura em h_y: quantidade de barras de aço ao longo da altura da seção;
- Bitola: diâmetro das barras de aço dispostas na seção, em milímetros;
- Cobrimento: cobrimento da armadura em relação à face da seção, em centímetros.

Ressalta-se que as verificações quanto às taxas máximas e mínimas de armadura, bem como os espaçamentos máximos e mínimos das barras, são

de responsabilidade do usuário do programa, ou seja, o DSS flexão composta oblíqua não realiza tais verificações.

c) Propriedades dos materiais

- Concreto (f_{ck}): resistência característica à compressão do concreto, em MPa;
- Aço (f_{yk}): resistência característica de escoamento do aço, em kN/cm²;

d) Coeficientes de minoração das resistências dos materiais

- Concreto (γ_c): coeficiente de ponderação da resistência do concreto, adimensional;
- Aço (γ_s): coeficiente de ponderação da resistência do aço, adimensional;

e) Esforços solicitantes em ELU

- Força Normal (N_{sd}): esforço normal atuante sobre a seção, em kN;
- Momento em X (M_{xsd}): momento fletor atuante sobre o eixo x da seção, em kN.m;
- Momento em Y (M_{ysd}): momento fletor atuante sobre o eixo y da seção, em kN.m;

f) Precisão:

- Variação angular: variação angular a ser adotada para a variação da linha neutra, em graus.

3.2. DEFINIÇÃO DA MALHA DE FIBRAS

Com a leitura dos dados de entrada fez-se a definição da malha de fibras. Esta foi definida a partir da maior dimensão da seção analisada, onde nesta dimensão foi definido um total de 25 fibras. Já na outra dimensão o número de fibras foi ajustado, através de uma função (presente no apêndice A do presente trabalho), de modo que a fibra ficasse aproximadamente quadrada. Este procedimento para a definição da malha foi adotado, pois após testes verificou-se que os resultados apresentados com esta malha eram satisfatórios.

Tendo definida a malha de fibras, armazenaram-se as coordenadas de cada fibra e de cada armadura em vetores para a realização das etapas seguintes do método.

3.3. VARIAÇÃO ANGULAR

A variação angular a ser adotada para a verificação da posição da linha neutra será referente ao dado de entrada de precisão. Esta variação é o critério de precisão devido ao fato de que quanto menor for o ângulo adotado, maior é o número de laços que o código realizará para a obtenção do resultado final. Sendo assim, a seção será analisada mais detalhadamente, evitando possíveis erros de precisão. Como o laço referente à variação angular é o principal laço do código, todas as etapas descritas a seguir são repetidas para cada uma das variações angulares.

3.4. POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA

O grande problema na análise referente à flexão composta oblíqua é a determinação da posição da linha neutra, ou seja, o problema é definir qual região da seção está comprimida e qual está tracionada. Essa dificuldade se dá pelo fato da linha neutra não ser perpendicular ao plano de carregamento, onde sua determinação consiste em encontrar o ângulo α de inclinação em relação à horizontal e sua profundidade x, de modo a atender o domínio de deformação imposto para o problema.

A posição da linha neutra é determinada por tentativas, e esta fica definida quando se obtém a igualdade das forças normais internas com nível pretendido de força normal de cálculo (SMANIOTTO, 2005). O processo de iteração para a determinação da posição da linha neutra adotado no código do presente trabalho consiste em testar a profundidade da mesma, para cada laço da variação angular, até que esta se encontre em uma posição que satisfaça a tolerância de convergência imposta. Ou seja, a profundidade da linha neutra é variada, de $-\infty$ até $+\infty$, até que se garanta que a resultante total de compressão ou tração da seção analisada seja igual ao esforço normal atuante na mesma, considerando-se uma tolerância limite na precisão do esforço

normal igual a 0,5%. O cálculo da tolerância para cada teste é feito com a seguinte equação:

$$\mathrm{Tol} = \frac{(N_{rd} - N_{sd})}{N_{sd}} \tag{19}$$

Onde:

- Tol– Tolerância de convergência do esforço normal;
- N_{rd} – Esforço normal resistente da seção;
- N_{sd}–Esforço normal atuante sobre a seção

Para executar as verificações de convergência da posição da linha neutra foi adotado um processo iterativo denominado método da bisseção. Este método gera uma sequência convergente, ou seja, é sempre possível obter um intervalo que contém a raiz da equação em estudo, sendo que o comprimento deste intervalo final satisfaz a precisão requerida.(RUGGIERO, 1996).

O objetivo deste método é reduzir a amplitude do intervalo que contém a raiz até se atingir a precisão requerida: (b-a) <ε, usando para isso a sucessiva divisão de [a,b] ao meio (RUGGIERO, 1996). Sendo (a,b) o intervalo inicial e ε a precisão, conforme é apresentado na figura.

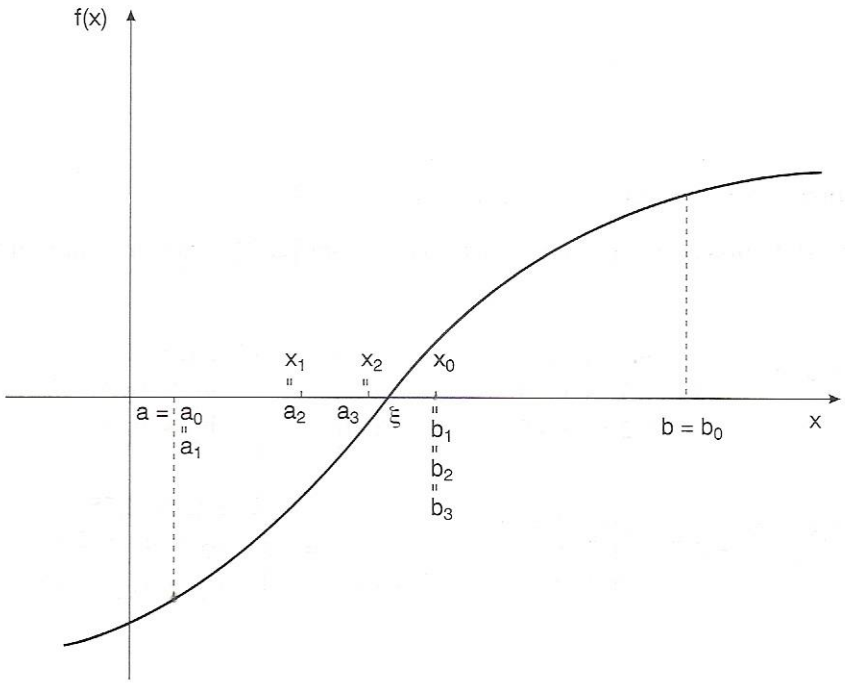

Figura 16 - Método da bisseção graficamente.
(Fonte: RUGGIEIRO, 1996, p.41)

No caso da determinação da linha neutra tal método verifica se a posição pré-estabelecida está acima ou abaixo da posição que satisfaz a tolerância limite do esforço normal. Se a tolerância obtida é maior que a limite e com sinal positivo, ou seja, a linha neutra está acima da posição que satisfaz a condição inicial, o código retorna e aumenta a profundidade da mesma. Se a tolerância é maior que a limite e com sinal negativo, ou seja, a linha neutra está abaixo da posição que satisfaz a tolerância, o código retorna e diminui a profundidade da mesma. Tal processo é repetido até se encontrar a posição correto da linha neutra.

Com a posição da linha neutra pré-estabelecida, sabe-se qual região da seção está comprimida e qual está tracionada, logo as fibras que estão acima da linha neutra estão comprimidas e as que estão abaixo tracionadas. Conforme descrito no item 2.2.1.deste trabalho, a NBR 6118:2014 permite desprezar a resistência à tração do concreto, sendo assim não é necessário efetuar nenhuma verificação com relação às fibras tracionadas da seção, sendo que para esta região são verificadas apenas as armaduras nela posicionadas.

3.5. DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO

A linha neutra tem sua profundidade variando desde $-\infty$ até$+\infty$, parando no ponto em que se enquadre dentro da tolerância de convergência, consequentemente a seção analisada será testada desde o domínio 1 (tração uniforme) até o domínio 5 (compressão uniforme), sendo que o real domínio a qual a seção está submetida será obtido no instante em que se define a posição correta da linha neutra.

3.6. DISTÂNCIAS DOS ELEMENTOS ATÉ A LINHA NEUTRA E ATÉ OS EIXOS PRINCIPAIS DE INÉRCIA

Com a posição da linha neutra pré-estabelecida, calcula-se a distância de cada um dos elementos (fibras e armaduras) até a linha neutra. Na sequência são calculadas as distâncias desses mesmos elementos com relação aos eixos principais de inércia da seção, sendo que estas são armazenadas em vetores para a realização das etapas seguintes do método.

Ressalta-se que as distâncias assumem valores positivos para as fibras e armaduras comprimidas e negativos para as armaduras tracionadas.

As distâncias com relação à linha neutra são utilizadas para o cálculo das deformações e das tensões nos elementos, já as distâncias com relação aos eixos principais de inércia são utilizadas nos cálculos dos momentos resistentes da seção.

3.7. DEFORMAÇÕES E TENSÕES DAS FIBRAS COMPRIMIDAS DE CONCRETO

Com o domínio de deformação são pré-estabelecido e as distâncias das fibras comprimidas até a linha neutra, assim é obtida às deformações das mesmas e, através do diagrama tensão-deformação parábola-retângulo, são definidas as tensões atuantes em cada uma das fibras comprimidas, conforme já ilustrado na figura 13 do presente trabalho.

Ressalta-se que até a deformação de 2,0‰ as tensões são definidas em função da parte parabólica do diagrama, deste valor até 3,5‰ são definidas em função da parte retangular do mesmo diagrama.

3.8. DEFORMAÇÕES E TENSÕES DAS ARMADURAS TRACIONADAS E COMPRIMIDAS

Assim como nas fibras de concreto comprimido, as deformações nas armaduras são determinadas a partir do domínio de deformação pré-estabelecido e das distâncias das armaduras até a linha neutra, e, através do diagrama tensão-deformação do aço, são definidas as tensões atuantes em cada uma das armaduras, conforme já ilustrado na figura 14.

Para garantir que não seja ultrapassado o patamar de escoamento do aço, delimita-se que a máxima tensão nas armaduras, tanto de tração quanto de compressão, seja igual ao valor da resistência de cálculo de escoamento (f_{yd}).

3.9. FORÇAS NORMAIS DE COMPRESSÃO RESISTENTES DAS FIBRAS

As forças normais de compressão resistentes das fibras são obtidas através do produto da tensão pela área de cada fibra, ou seja:

$$F_{ci,rd} = \sigma_{ci} \times A_{ci} \quad (20)$$

Onde:

- $F_{ci,rd}$– Força normal de compressão resistente em cada fibra;
- σ_{ci}–Tensão em cada fibra comprimida;
- A_{ci} – Área de cada fibra comprimida.

3.10. FORÇAS NORMAIS RESISTENTES DAS ARMADURAS

Analogamente às fibras, as forças normais resistentes das armaduras, tanto as comprimidas quanto as tracionadas, são obtidas através do produto da tensão pela área de cada armadura, ou seja:

$$F_{si,rd} = \sigma_{si} \times A_{si} \quad (21)$$

Onde:

- $F_{si,rd}$– Força normal resistente em cada armadura;
- σ_{si}–Tensão em cada armadura;
- A_{si} – Área de cada armadura.

3.11. ESFORÇO NORMAL RESISTENTE DA SEÇÃO DE CONCRETO ARMADO

O esforço normal resistente da seção é obtida através do somatório da forças conferidas pelo concreto e pelo aço, ou seja:

$$N_{rd} = \sum F_{ci,rd} + \sum F_{si,rd} \quad (22)$$

Onde:

- N_{rd} – Esforço normal resistente da seção de concreto armado;
- $F_{ci,rd}$–Força normal de compressão resistente em cada fibra;
- $F_{si,rd}$ – Força normal resistente em cada armadura.

Com o esforço normal resistente da seção, calcula-se a tolerância de convergência do esforço normal conforme descrito no item 4.3. deste trabalho. Se a comparação entre o esforço resistente com o solicitante estiver dentro da tolerância admitida, o código passa para a próxima etapa do método, caso

contrário o código retorna para o item 3.4., aumenta a profundidade da linha neutra e refaz todos os cálculos até obter um novo esforço normal resistente. Se este esforço satisfizer a tolerância admitida passa-se para a próxima etapa, caso contrário retorna para o item 3.4 e refaz novamente todos os cálculos e assim sucessivamente até se obter a igualdade das forças normais internas com nível pretendido de força normal de cálculo.

Com a validação da posição da linha neutra, realiza-se a cálculo dos momentos conferidos pelo concreto e pelas armaduras, conforme descrito nos itens a seguir.

3.12. MOMENTOS RESISTENTES CONFERIDOS PELO CONCRETO

Com a posição da linha neutra definida e com as distâncias das fibras até os eixos principais de inércia da seção são calculados os momentos conferidos pelas fibras comprimidas de concreto com a seguinte equação:

$$M_{xc,rd} = \sum d_{yc,cg}.\ F_{ci,rd}$$

$$M_{yc,rd} = \sum d_{xc,cg}.\ F_{ci,rd} \quad (23)$$

Onde:

- $M_{xc,rd}$,$M_{yc,rd}$– Momentos resistentes conferidos pelo concreto com relação aos eixos principais de inércia;
- $d_{xc,cg}$, $d_{yc,cg}$–Distância do eixo de cada fibra com relação ao centro de gravidade da seção;
- $F_{ci,rd}$– Força normal de compressão resistente em cada fibra.

3.13. MOMENTOS RESISTENTES CONFERIDOS PELA ARMADURA

Analogamente às fibras, com a posição da linha neutra definida e com as distâncias das armaduras até os eixos principais de inércia da seção são calculados os momentos conferidos pelas armaduras com a seguinte equação:

$$M_{xs,rd} = \sum d_{ys,cg}.\ F_{si,rd}$$

$$M_{ys,rd} = \sum d_{xs,cg}.\ F_{si,rd} \quad (24)$$

Onde:

- $M_{xs,rd}$,$M_{ys,rd}$ – Momentos resistentes conferidos pelas armaduras com relação aos eixos principais de inércia;
- $d_{xs,cg}$, $d_{ys,cg}$–Distância do eixo de cada armadura com relação ao centro de gravidade da seção;
- $F_{si,rd}$–Força normal resistente em cada armadura.

3.14. MOMENTO RESISTENTE DA SEÇÃO DE CONCRETO ARMADO

O momento total resistente da seção é obtido através do somatório dos momentos conferidos pelo concreto e pelo aço, ou seja:

$$M_{x,rd} = \sum M_{xc,rd} + \sum M_{xs,rd}$$
$$M_{y,rd} = \sum M_{yc,rd} + \sum M_{ys,rd} \quad (25)$$

Onde:

- $M_{x,rd}$,$M_{y,rd}$ – Momentos resistentes da seção de concreto armado com relação aos eixos principais de inércia;
- $M_{xc,rd}$,$M_{yc,rd}$ – Momentos resistentes conferidos pelo concreto com relação aos eixos principais de inércia;
- $M_{xs,rd}$,$M_{ys,rd}$ – Momentos resistentes conferidospelas armaduras com relação aos eixos principais de inércia.

3.15. ENVOLTÓRIA DE MOMENTOS RESISTENTES (ÁBACO DE VERIFICAÇÃO)

Os momentos $M_{x,rd}$ e$M_{y,rd}$ formam um ponto que será plotado no ábaco de verificação da seção, sendo que o plano do ábaco corresponde ao plano do esforço normal resistente da seção. Obtido o primeiro ponto em função da posição da linha neutra, sendo esta definida por uma inclinação e profundidade, o código retorna para o item 3.3. deste trabalho e recalcula tudo para uma nova inclinação da linha neutra, até se obter um novo ponto do ábaco, e assim sucessivamente até completar todas as variações angulares, gerando por fim o ábaco de verificação da seção, conforme apresentado na figura 17. Os linhas e pontos em azul são referentes aos esforços resistentes,

enquanto o ponto em vermelho refere-se aos momentos solicitantes que atuam sobre a seção.

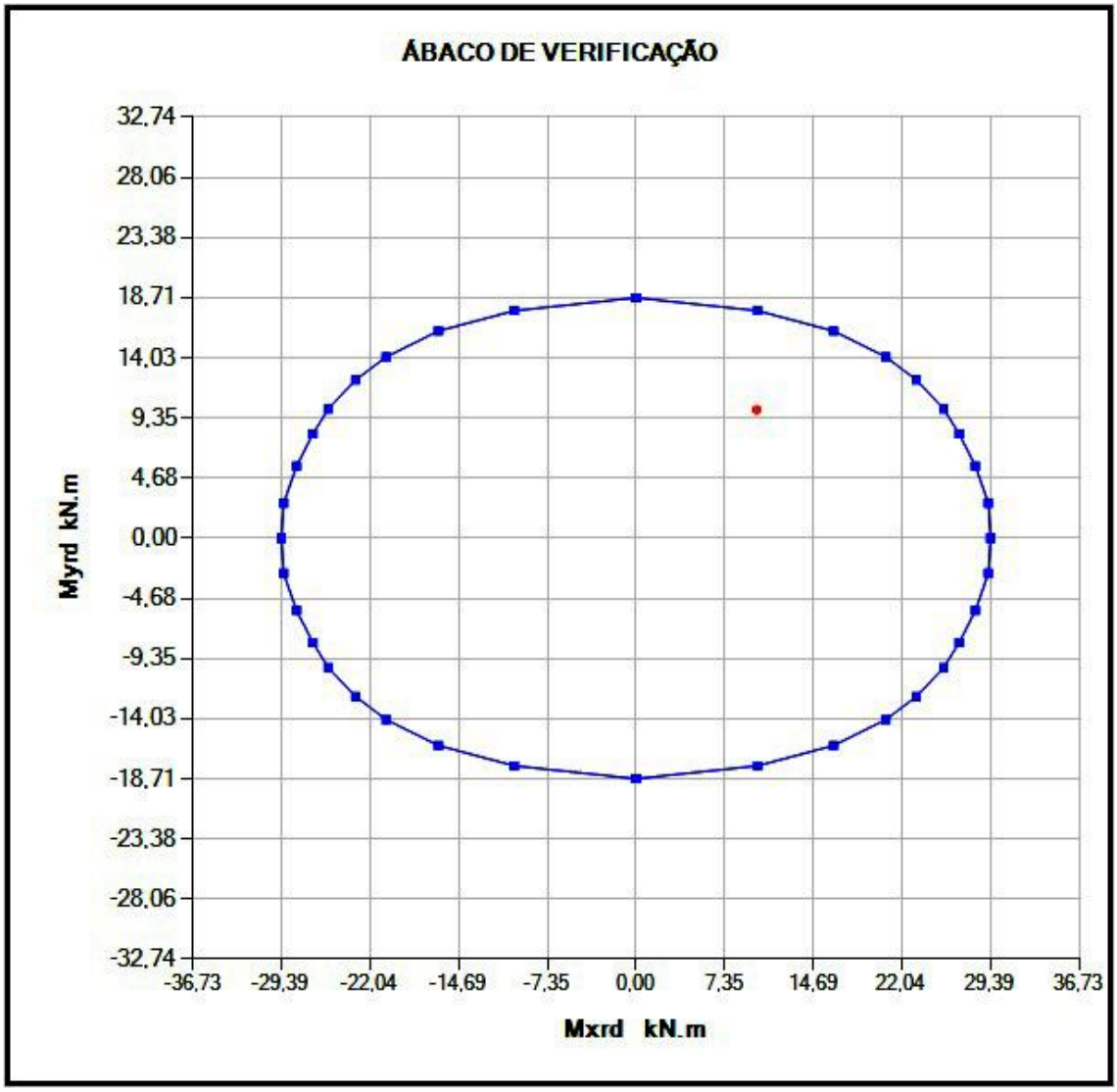

Figura 17 - Ábaco de verificação (envoltória dos momentos resistentes).

3.16. FLUXOGRAMA DO MÉTODO IMPLEMENTADO

Para demonstrar de forma mais clara o método utilizado para a elaboração do código, apresenta-se o fluxograma a seguir, que representa exatamente o algoritmo implementado:

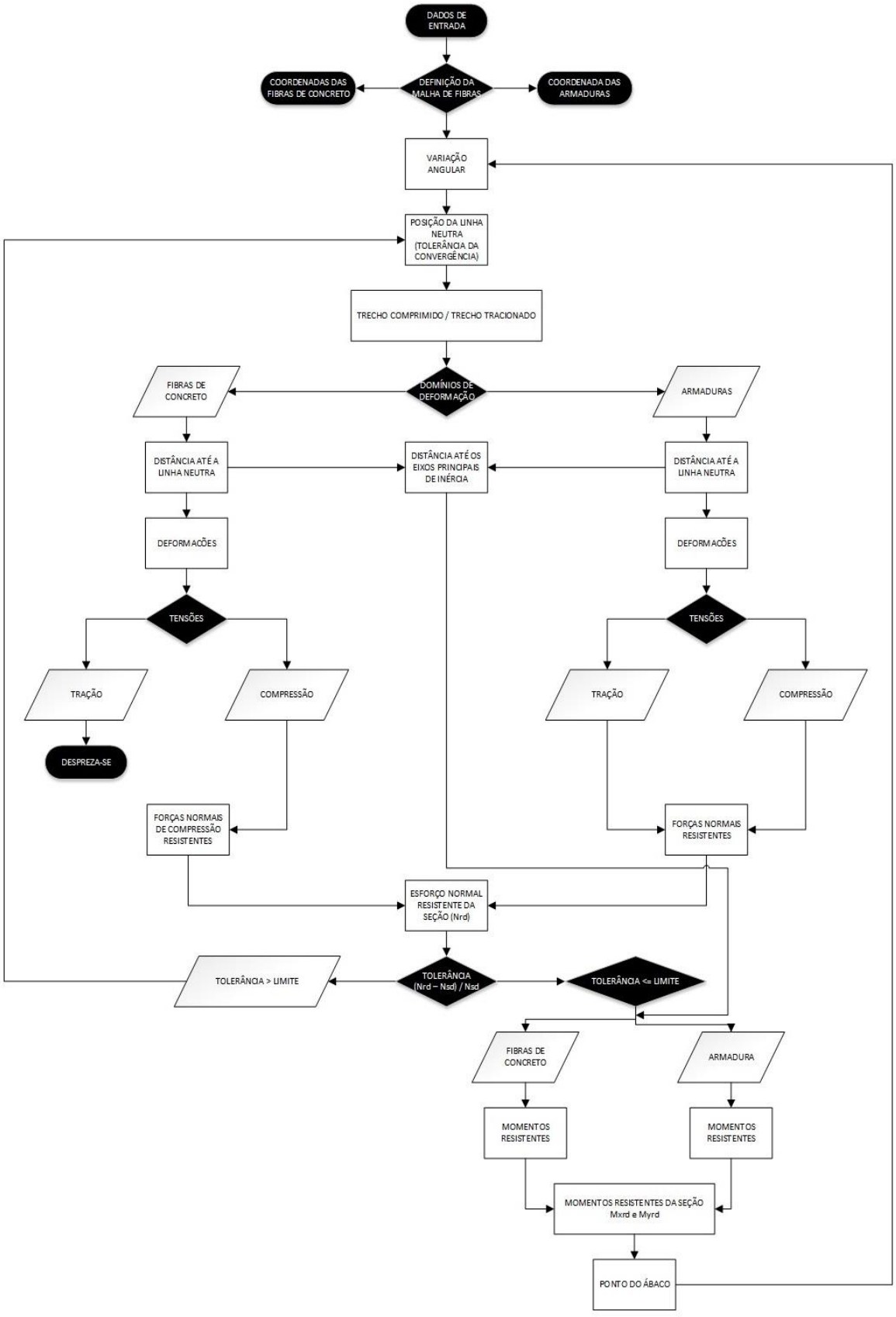

Figura 18 - Fluxograma do método implementado.

3.17. ANÁLISE DA ENVOLTÓRIA DOS MOMENTOS RESISTENTES

Determinada a envoltória dos momentos resistentes, pode-se analisar se a seção em questão resiste ou não aos esforços solicitantes. Conhecidos os momentos solicitantes $M_{x,sd}$ e$M_{y,sd}$, a seção deve ser analisada da seguinte maneira:

- Se o ponto formado pelos momentos solicitantes estiver contido na envoltória dos momentos resistentes, conforme o ponto 1 da figura 19, a seção de concreto armado satisfaz as condições de equilíbrio. Quanto mais próximo do centro da envoltória estiver o ponto dos momentos solicitantes, maior é a margem de segurança da mesma, ou seja, a seção analisada resiste com sobras aos momentos sobre ela atuantes. Consequentemente, quanto mais próxima estiver da linha da envoltória, mais perto do esgotamento da capacidade resistente ela se encontrará, sendo que sobre a linha, conforme o ponto 2 da figura 19, ela estará no seu limite de capacidade resistente.
- Se o ponto formado pelos momentos solicitantes estiver fora da envoltória de momentos resistentes, conforme o ponto 3 da figura 19, a seção de concreto armado não satisfaz as condições de equilíbrio, ou seja, não possui capacidade para resistir aos momentos sobre ela atuantes.

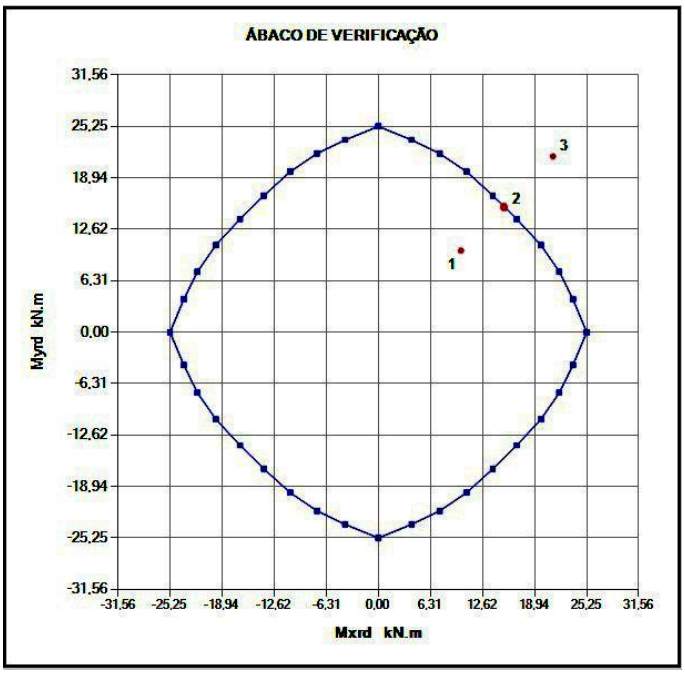

Figura 19 - Situações de análise da envoltória dos momentos resistentes.

Ocorrendo a situação referente ao ponto 3 descrita acima, é necessário alterar as características da seção analisada, podendo-se recorrer às seguintes possibilidades:

- Alterar a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck});
- Alterar o arranjo da armadura;
- Alterar as dimensões da seção retangular.

3.18. VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Para validar os resultados obtidos foram feitas comparações com ábacos gerados pelos programas TQS, PCalc, Oblíqua e nFOCCA. Também foram feitos cálculos para aferir as diferenças percentuais entre o programa gerado e os citados. A seguir seguem duas das comparações realizadas.

a) Comparação quanto à flexocompressão oblíqua:

A figura 20 apresenta o ábaco obtido no programa DSS Flexão Composta Oblíqua, tendo em vista determinados dados de entrada referentes a um caso de flexocompressão oblíqua, onde a seção transversal em questão apresenta os seguintes máximos momentos fletores resistentes: $M_{x,rd}$= 341,14 kN.m e $M_{y,rd}$= 146,48 kN.m.

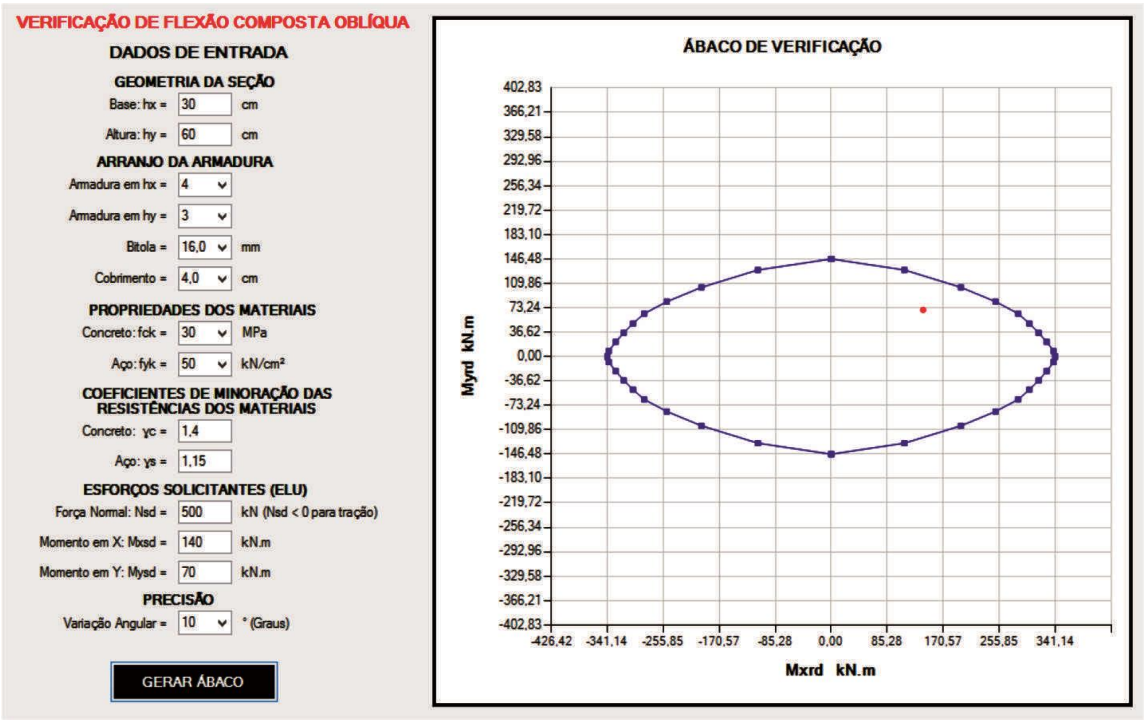

Figura 20 - Ábaco de verificação gerado pelo DSS Flexão Composta Oblíqua (flexocompressão oblíqua).

A figura 21 apresenta o ábaco obtido no programa TQS, onde foram utilizadas as mesmas características na figura 20 e foram obtidos os seguintes máximos momentos fletores resistentes: $M_{x,rd}$= 340 kN.m e $M_{y,rd}$=148 kN.m.

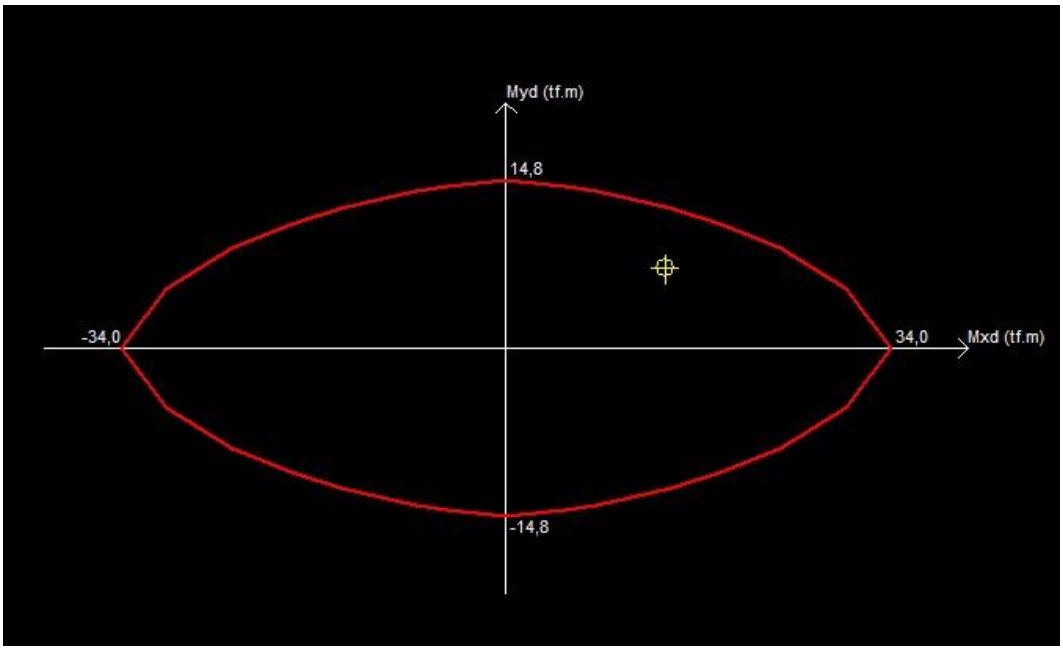

Figura 21 - Ábaco gerado pelo TQS (flexocompressão oblíqua).

A figura 22apresenta o ábaco obtido no programa Pcalc, onde foram utilizadas as mesmas características na figura 20 e foram obtidos os seguintes máximos momentos fletores resistentes:$M_{x,rd}$= 341kN.m e $M_{y,rd}$=146,47kN.m.

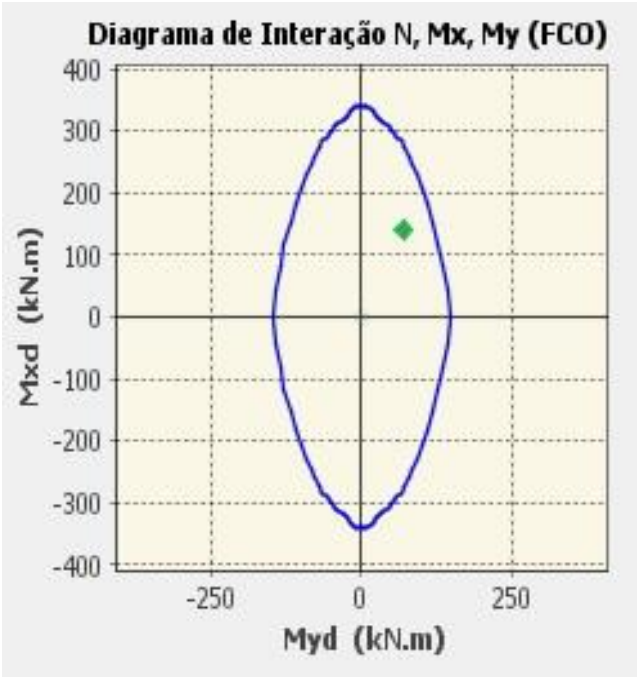

Figura 22 - Ábaco gerado pelo PCalc (flexocompressão oblíqua).

A figura 23 apresenta o ábaco obtido no programa Oblíqua, onde foram utilizadas as mesmas características na figura 20 e foram obtidos os seguintes máximos momentos fletores resistentes:$M_{x,rd}$= 343 kN.m e $M_{y,rd}$=147,90 kN.m.

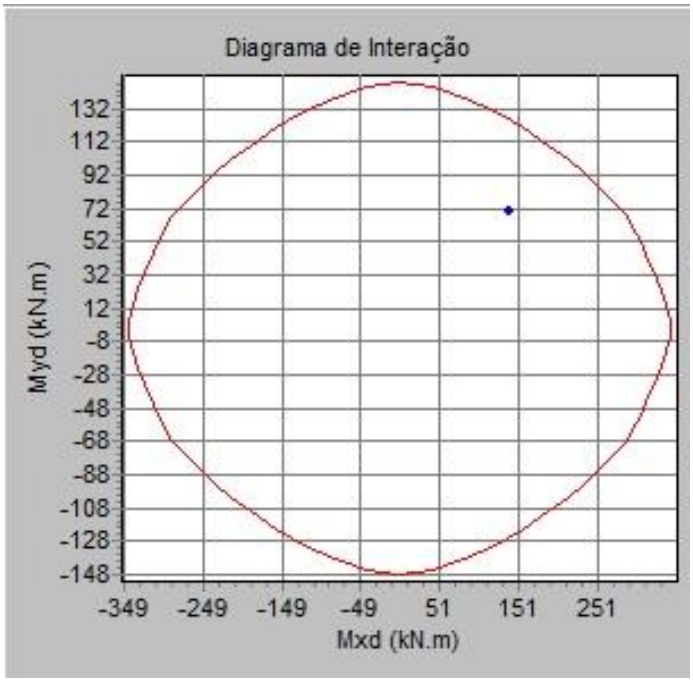

Figura 23 - Ábaco gerado pelo Oblíqua (flexocompressão oblíqua).

A figura 24 apresenta o ábaco obtido no programa nFOCCA, onde foram utilizadas as mesmas características na figura 20 e foram obtidos os seguintes máximos momentos fletores resistentes:$M_{x,rd}$= 341 kN.m e $M_{y,rd}$=146,47 kN.m.

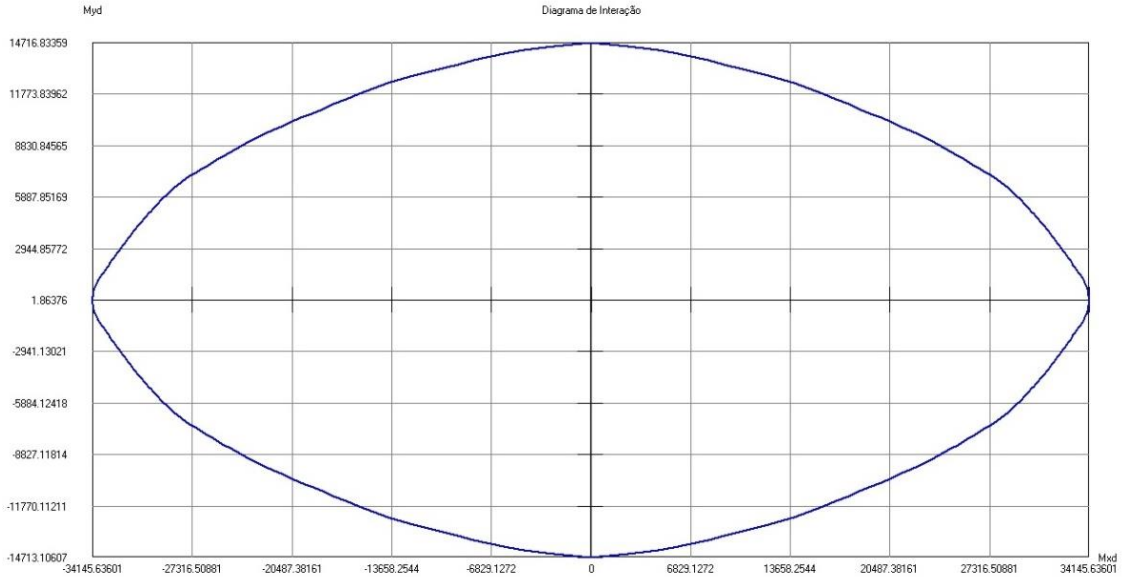

Figura 24 - Ábaco gerado pelo nFOCCA (flexocompressão oblíqua).

As diferenças percentuais, comparando-se os resultados obtidos com o DSS Flexão Composta Oblíqua com relação aos programas existentes estão presentes na tabela 1:

COMPARAÇÃO QUANTO A FLEXOCOMPRESSÃO OBLÍQUA				
PROGRAMA	**Mx,rd (kN.m)**	**DIFERENÇA COM RELAÇÃO AO Mx,rd (%)**	**My,rd (kN.m)**	**DIFERENÇA COM RELAÇÃO AO My,rd (%)**
DSS Flexão Composta Oblíqua	**341,14**	-----	**146,48**	-----
TQS	340,00	0,34%	148,00	-1,03%
Pcalc	341,00	0,04%	146,47	0,01%
Oblíqua	343,00	-0,54%	147,90	-0,96%
nFOCCA	341,14	0,00%	147,45	-0,66%

Tabela 1: Diferenças percentuais entre o programa criado e os programas existentes (flexocompressão oblíqua).

Como os resultados obtidos apresentam mínimas diferenças com relação aos programas existentes, o código fica validado quanto à verificação de flexocompressão oblíqua.

b) Comparação quanto à flexotração oblíqua:

A figura 25 apresenta o ábaco obtido no programa DSS Flexão Composta Oblíqua, tendo em vista determinados dados de entrada referentes a um caso de flexotração oblíqua, onde a seção transversal em questão apresenta os seguintes máximos momentos fletores resistentes: $M_{x,rd}$= 42,51 kN.m e $M_{y,rd}$ = 42,51 kN.m.

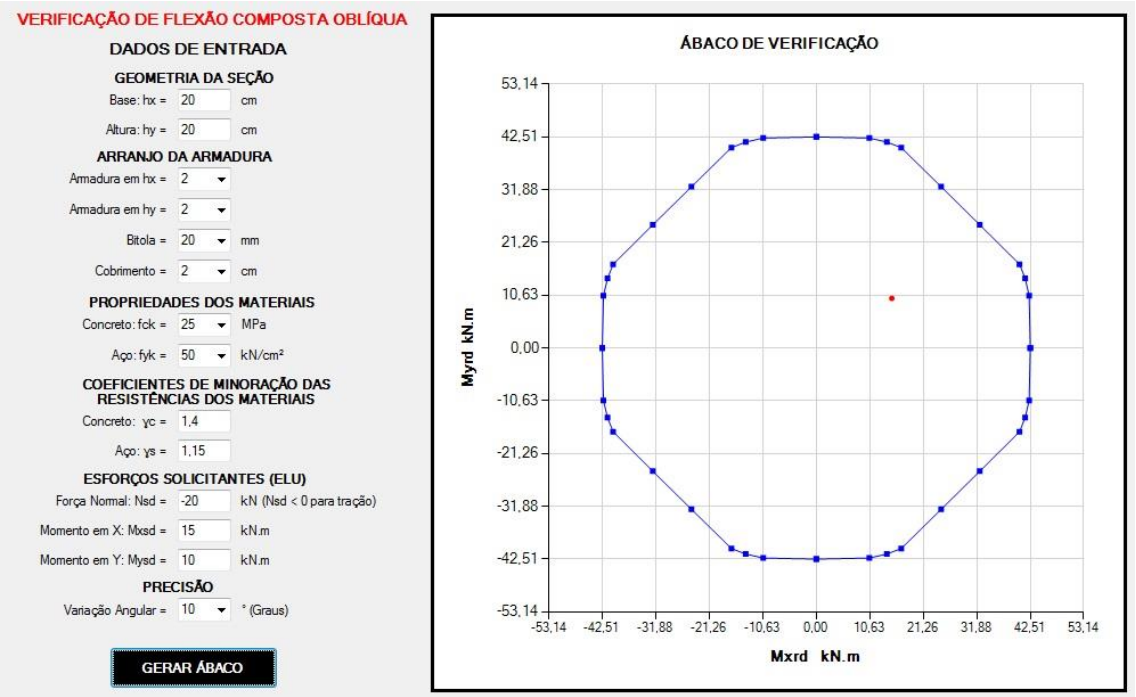

Figura 25 - Ábaco de verificação gerado pelo DSS flexão composta oblíqua (flexotração oblíqua).

A figura 26 apresenta o ábaco obtido no programa TQS, onde foram utilizadas as mesmas características na figura 25 e foram obtidos os seguintes máximos momentos fletores resistentes: $M_{x,rd}$= 43kN.m e $M_{y,rd}$=43kN.m.

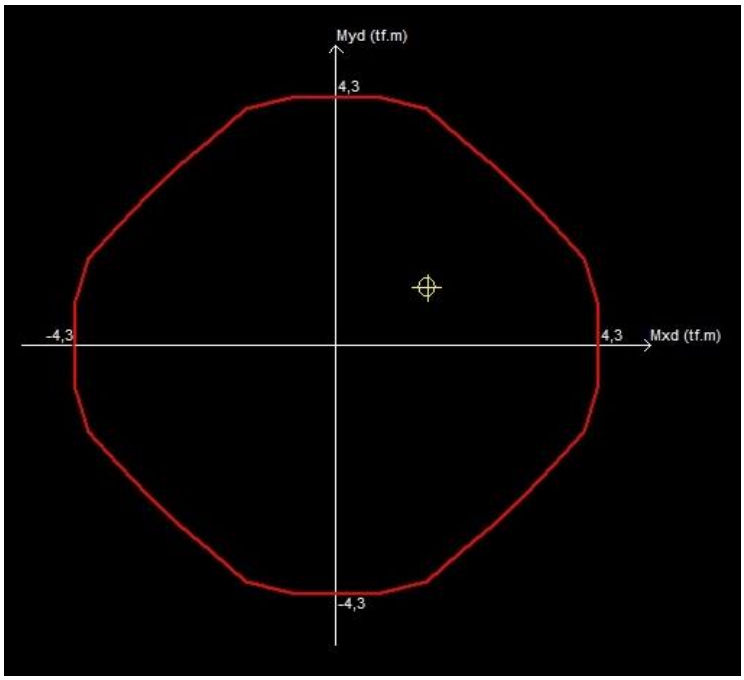

Figura 26 - Ábaco gerado pelo TQS (flexotração oblíqua).

A figura 27 apresenta o ábaco obtido no programa Pcalc, onde foram utilizadas as mesmas características na figura 25 e foram obtidos os seguintes máximos momentos fletores resistentes: $M_{x,rd}$= 42,50 kN.m e $M_{y,rd}$= 42,50 kN.m.

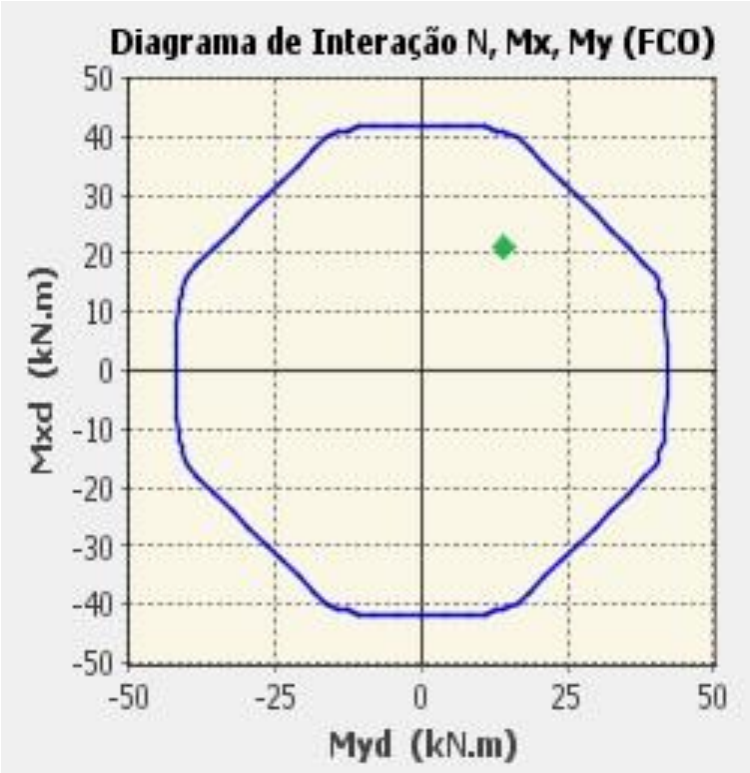

Figura 27 - Ábaco gerado pelo PCalc (flexotração oblíqua).

A figura 28apresenta o ábaco obtido no programa Oblíqua, onde foram utilizadas as mesmas características na figura 25 e foram obtidos os seguintes máximos momentos fletores resistentes: $M_{x,rd}$= 42,53 kN.m e $M_{y,rd}$=42,53 kN.m.

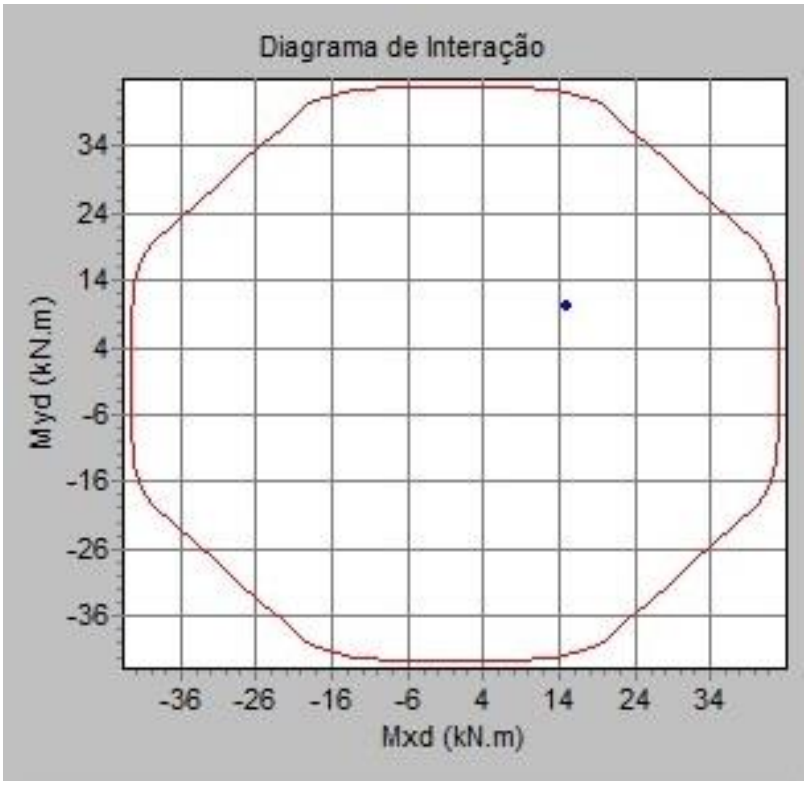

Figura 28 - Ábaco gerado pelo Oblíqua (flexotração oblíqua).

A figura 29 apresenta o ábaco obtido no programa TQS, onde foram utilizadas as mesmas características na figura 25 e foram obtidos os seguintes máximos momentos fletores resistentes: $M_{x,rd}$=42,53 kN.m e $M_{y,rd}$=42,53 kN.m.

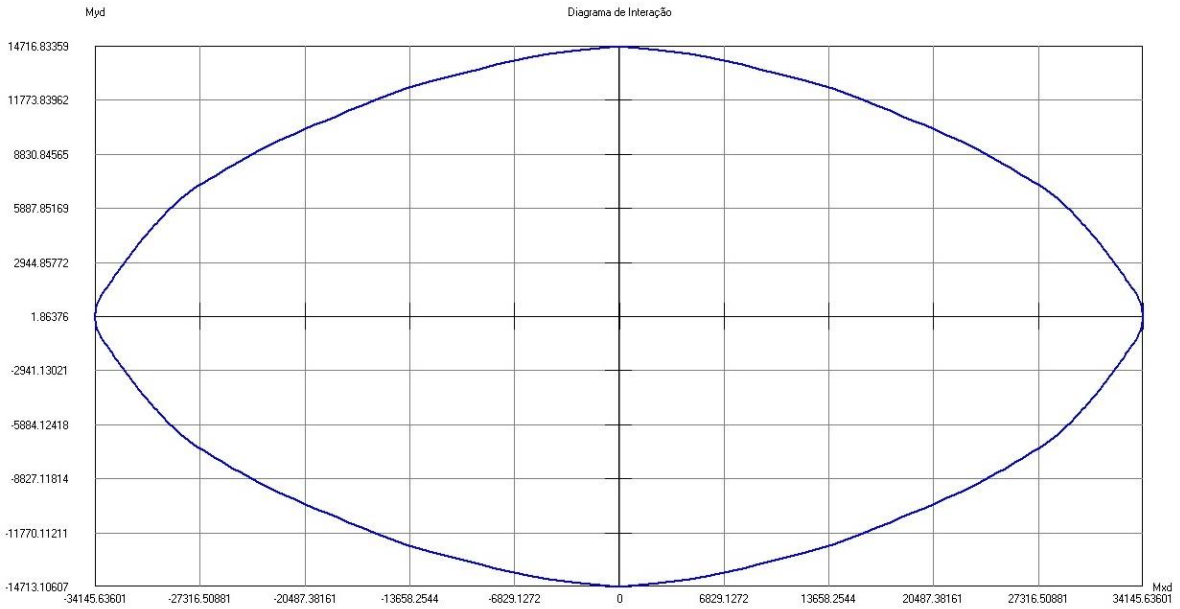

Figura 29 - Ábaco gerado pelo nFOOCA (flexotração oblíqua).

As diferenças percentuais, comparando-se os resultados obtidos com o DSS Flexão Composta Oblíqua com relação aos programas existentes estão presentes na tabela 2:

COMPARAÇÃO QUANTO A FLEXOTRAÇÃO OBLÍQUA				
PROGRAMA	**Mx,rd (kN.m)**	**DIFERENÇA COM RELAÇÃO AO Mx,rd (%)**	**My,rd (kN.m)**	**DIFERENÇA COM RELAÇÃO AO My,rd (%)**
DSS Flexão Composta Oblíqua	**42,51**	-----	**42,51**	-----
TQS	43,00	-1,14%	43,00	-1,14%
Pcalc	42,50	0,02%	42,50	0,02%
Oblíqua	42,53	-0,05%	42,53	-0,05%
nFOCCA	42,53	-0,05%	42,53	-0,05%

Tabela 2: Diferenças percentuais entre o programa criado e os já existentes (flexotração oblíqua).

Como os resultados obtidos apresentam mínimas diferenças com relação aos programas existentes, o código fica validado quanto à verificação de flexotração oblíqua.

3.19. VANTAGENS E DENSAVANTAGENS DO DSS FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA

O DSS Flexão Composta Oblíqua apresenta vantagens e desvantagens quando comparado aos programas existentes. A principal vantagem é quanto à formulação matemática, que é mais simples que as dos outros programas, entretanto fornece resultados satisfatórios. Outro diferencial é a interface gráfica, que é de fácil compreensão, pelo fato de ser mais simples e objetiva em relação aos demais programas, o que facilita a utilização do mesmo.

Entretanto a principal desvantagem é quanto ao formato das seções analisadas. O DSS Flexão Composta Oblíqua contempla apenas seções retangulares, enquanto os demais programas abrangem todos os tipos de seções, onde o usuário pode até criar uma seção qualquer.

Outra desvantagem considerável é quanto à uma limitação do código implementado. Para a definição da malha de fibras a serem analisadas o código considera que na maior dimensão da seção haverá um total de 25 fibras, com isso quanto maior for a seção maior será o tamanho da fibra, o que acarretará em um maior erro percentual quando o resultado for comparado com os resultados obtidos pelos demais programas, embora esta diferença não seja significativa a ponto de se alterar as considerações a serem feitas para o dimensionamento da seção em questão.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo principal deste trabalho era o de desenvolver um código computacional para a verificação de seções retangulares de concreto armado, com armaduras simétricas em suas faces, submetidas à flexão composta oblíqua através do método das fibras. Este objetivo foi cumprido, visto que o mesmo encontra-se em pleno funcionamento e apresenta resultados satisfatórios quando comparados à programas existentes.

Sendo assim, a metodologia proposta, o método das fibras associada ao método da bisseção para convergência dos resultados, apresenta formulação matemática mais simples quando comparada ao método dos demais programas existentes. Entretanto os resultados obtidos são satisfatórios e gerados de maneira tão rápida quanto aos demais programas.

A interface gráfica do programa, tanto com relação aos dados de entrada, quanto com relação ao ábaco gerado, é simples e clara, evitando-se assim deixar margem às dúvidas de quem utilizar o mesmo. O código computacional criado está apresentado, interinamente no apêndice A deste trabalho.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR6118** - Projeto de estruturas de concreto:Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014

CALLAHAN, E. **Microsft Accsess7/Visual Basic: Passo a Passo**, Rio de Janeiro, 1996.

CARVALHO, ROBERTO. C.; PINHEIRO, LIBÂNIO. M.. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. Volume 2. Pini São Paulo, 2009.

FILHO, AMÉRICO C. **Dimensionamento e verificação de seções poligonais de concreto armado submetidas à flexão composta oblíqua.** Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2014.

FUSCO, Péricles B. **Estruturas de Concreto - Solicitações normais** LTC, 1981.

JUNIOR, EVERALDO C. P. **Otimização de seções de concreto armado.** Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, 2006.

KIMURA, A. E.**Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado**, Editora Pini, São Paulo, 2007.

LEONHARDT, FRITZ; MÖNNIG, EDUARD. **Construções de Concreto**.Volume 1 Rio de Janeiro, 1977

MEDEIROS, GUSTAVO A. **Programa para Análise e Dimensionamento da Área de Armadura de Seções de Concreto Armado Submetidas a Flexão Oblíqua Composta.** Dissertação (Graduação) - Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA), 2004.

MENESES, FLÁVIO M.R. **Desenvolvimento de programa para o cálculo de pilares de betão armado**. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Aveiro, Portugal, 2013.

MONTEIRO, ANDRÉ. O. **Desenvolvimento de um programa de cálculo de secções de betão armado**. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Aveiro, Portugal, 2011

PETROUTSOS, E. **Dominando a Programação de Banco de Dados com Visual Basic 6**, São Paulo, 2000.

PINHEIRO, LIBÂNIO.M; BARALDI, LÍVIO T.; POREM, MARCELO E..**Estruturas de concreto: Ábacos para flexão oblíqua**. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

ROMAN, S.,RON, P., LOMAX, P. **Linguagem VB.NET**, Rio de Janeiro, 2002.

RUGGIEIRO, MARCIA A. GOMES, LOPES, VERA LUCIA DA ROCHA **Cálculo numérico: Aspectos teóricos e computacionais.** 2 edição- São Paulo: Makron Books, 1996.

SMANIOTTO, ALBERTO. **Dimensionamento e detalhamento automático de pilares retangulares submetidos à flexão composta oblíqua.** Dissertação (Pós-Graduação) - Universidade Federal se Santa Catarina, 2005.

SÜSSEKIND, JOSÉ C. **Curso de concreto**. 3ª Edição, Volume II. Editora Globo, 1987.

TONIOLO, FÁBIO S. **Programa para Análise e Verificação de Estabilidade de Pilares de Concreto Armado**. Dissertação (Graduação) - Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA), 2006.

6. APÊNDICES

APÊNDICE A - Código computacional para verificação de seções retangulares, com armaduras simétricas em suas faces, submetidas à flexão composta oblíqua.

```
PublicClassDDS
PrivateSubBtn_calc_Click(ByValsenderAsSystem.Object, ByVal e AsSystem.EventArgs)
HandlesBtn_calc.Click

'----------------------------------------------------------------------'

'LEITURA DOS DADOS DE ENTRADA'

Dim base, altura, bitola, cobrimento, aco, concreto, gama_s, gama_c,
       nbarver, nbarhor, nbar_tot, varang, Mxd, Myd, Nsd, Mx_tot, My_totAs Double

base = Convert.ToDouble(Txt_base.Text)
        altura = Convert.ToDouble(Txt_altura.Text)
        bitola = Convert.ToDouble(CBox_bitola.Text) / 10
cobrimento = Convert.ToDouble(CBox_cobrimento.Text)
concreto = Convert.ToDouble(CBox_concreto.Text) / 10
aco = Convert.ToDouble(CBox_aco.Text)
gama_s = Convert.ToDouble(Txt_gama_s.Text)
gama_c = Convert.ToDouble(Txt_gama_c.Text)
nbarver = Convert.ToDouble(CBox_nbarver.Text)
nbarhor = Convert.ToDouble(CBox_nbarhor.Text)
varang = Convert.ToDouble(CBox_varang.Text)
Nsd = Convert.ToDouble(Txt_Nsd.Text)
Mxd = Convert.ToDouble(Txt_Mxd.Text)
Myd = Convert.ToDouble(Txt_Myd.Text)

'----------------------------------------------------------------------'

'CRIAÇÃO DAS SÉRIES DE DADOS PARA GERAÇÃO DO ÁBACO'

Try
Chart1.Series.Clear()
Exit Try
Finally

EndTry
Chart1.Series.Add("Series1")
Chart1.Series.Add("Series2")
Chart1.Series.Add("Series3")
Chart1.Series.Add("Series4")
Chart1.Series.Add("Series5")
Chart1.Series.Add("Series6")

'----------------------------------------------------------------------'

'PROPRIEDADES DOS MATERIAIS'

Dimfyd, fcd, b2, h2, AbAsDouble

fyd = aco / gama_s
fcd = concreto / gama_c
b2 = base / 2
```

```
        h2 = altura / 2
        Ab = 0.25 * (Math.PI) * bitola ^ 2
nbar_tot = (nbarver * 2) + (nbarhor - 2) * 2

'------------------------------------------------------------------------'

'DEFINIÇÃO DA MALHA'

Dimrr, aresta_b, aresta_h, AfibraAsDouble
Dimnfibras_hor, nfibras_ver, nfibras_totAsInteger

If base > altura Then
aresta_b = base / 25
If (altura / aresta_b) - Math.Floor(altura / aresta_b) >= 0.5 Then
rr = Math.Floor(altura / aresta_b) + 1
Else
rr = Math.Floor(altura / aresta_b)
EndIf
aresta_h = altura / rr

Else
aresta_h = altura / 25
If (base / aresta_h) - Math.Floor(base / aresta_h) >= 0.5 Then
rr = Math.Floor(base / aresta_h) + 1
Else
rr = Math.Floor(base / aresta_h)
EndIf
            aresta_b = base / rr
EndIf

nfibras_hor = base / aresta_b
nfibras_ver = altura / aresta_h
nfibras_tot = nfibras_hor * nfibras_ver
Afibra = aresta_b * aresta_h

'------------------------------------------------------------------------'

'Para não ocorrerem problemas no cálculo das tolerâncias, considera-se no
mínimo um Nsd infinitesimal'

If Nsd = 0 Then
Nsd = 0.0001
EndIf

'------------------------------------------------------------------------'

'LAÇO PARA DEFINIÇÃO DAS COORDENADAS DAS FIBRAS'

Dim i, j, cont_fibAsInteger
Dimfib_y, fib_x, fib_cx(nfibras_tot, 0), fib_cy(nfibras_tot, 0) As  Double

cont_fib = 0
For j = 1 To (Math.Round(nfibras_ver, 0))
Fori = 1 To (Math.Round(nfibras_hor, 0))
fib_x = (aresta_b / 2) + aresta_b * (i - 1)
fib_y = (aresta_h / 2) + aresta_h * (j - 1)
fib_cx(cont_fib, 0) = fib_x
                fib_cy(cont_fib, 0) = fib_y
cont_fib += 1
Next
Next
```

```
'------------------------------------------------------------------------'

'LAÇO PARA DEFINIÇÃO DAS COORDENADAS DAS BARRAS DE AÇO'

Dimdv_barra, dh_barraAsDouble
Dimbarra_y, barra_x, barra_cx(nbar_tot, 0), barra_cy(nbar_tot, 0) As
       Double
Dimcont_barraAsInteger

dv_barra = (altura - 2 * cobrimento) / (nbarver - 1)
dh_barra = (base - 2 * cobrimento) / (nbarhor - 1)

cont_barra = 0
For j = 1 Tonbarver
For i = 1 Tonbarhor
barra_x = cobrimento + dh_barra * (i - 1)
barra_y = cobrimento + dv_barra * (j - 1)
If j = 1 Or i = 1 Or j = nbarverOri = nbarhorThen
barra_cx(cont_barra, 0) = barra_x
barra_cy(cont_barra, 0) = barra_y
cont_barra += 1
EndIf
Next
Next

'------------------------------------------------------------------------'

'LAÇO PARA REALIZAÇÃO DA VARIAÇÃO ANGULAR ( *** LAÇO PRINCIPAL *** )

Dimang, B, hutil, h, tol, Bx, sinal, passo, div, hc, ht, A, coef_ang,
       Mxc_acu, Myc_acu, Rc_acu, distf, dy_cgc, dx_cgc, ec, m, Fc, Mxc, MycAs
       Double
DimMxs, Mys, Mxsl, Mysl, Mxs_acu, Mys_acu, Rs_acu, Mxsl_acu, Mysl_acu,
       Rsl_acu, dista, dy_cga, dx_cga, es, Sa, FaAsDouble
Dimlx, ly, ix, iy, maxM, maxMx, maxMy, Rr_tot, Mx_L(Convert.ToInt16(90 /   varang
+ 1), 0), My_L(Convert.ToInt16(90 / varang + 1), 0)
Dim k, l, n, contAsInteger

cont = 0
maxMx = 0
maxMy = 0
maxM = 0
For j = 0 To 90 Stepvarang'COMEÇO DO LAÇO PRINCIPAL'

ang = j * (Math.PI / 180)
            B = Math.Tan(ang)

'------------------------------------------------------------------------'

'CÁLCULO DA ALTURA ÚTIL'

hutil = (altura - cobrimento) * (Math.Cos(ang)) + (base - cobrimento)
       * (Math.Sin(ang))

'------------------------------------------------------------------------'

'ATRIBUIÇÕES INICIAIS'

tol = 1 * 10 ^ 999
Bx = 0
sinal = 1
passo = 0.1
```

```
div = 2

IfNsd< 0 Then
Bx = 1.1
passo = (-0.1)
EndIf

'-----------------------------------------------------------------'

'LAÇO PARA DETERMINAR A POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA'

While ((Math.Abs(tol)) > 0.005)

'-----------------------------------------------------------------'

'CÁLCULO DA MÁXIMA DISTÂNCIA DO TRECHO COMPRIMIDO'

hc = Bx * hutil


'CÁLCULO DA MÁXIMA DISTÂNCIA DO TRECHO TRACIONADO'

ht = hutil - hc

'EQUAÇÃO y=A+Bx PARA A LINHA NEUTRA'

               A = altura - (hc / (Math.Cos(ang)))

'-----------------------------------------------------------------'

'ANÁLISE DOS DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO'

If Bx <= 0.259 Then'Domínio 2'
coef_ang = 0.01 / ht
ElseIfBx> 0.259 AndBx<= 1.1 Then
coef_ang = 0.0035 / hc
EndIf

'-----------------------------------------------------------------'

'ANÁLISE DAS FIBRAS DE CONCRETO'

Mxc_acu = 0
Myc_acu = 0
Rc_acu = 0

'LAÇO PARA PERCORRER TODAS AS FIBRAS'

For k = 0 To nfibras_tot - 1

'CÁLCULO DAS DISTÂNCIAS DAS FIBRAS ATÉ A LINHA NEUTRA
      (DISTÂNCIA POSITIVA PARA COMPRESSÃO E NEGATIVA PARA TRAÇÃO)'

distf = (fib_cy(k, 0) - (A + B * fib_cx(k, 0))) *
      (Math.Cos(ang))
dy_cgc = fib_cy(k, 0) - h2
dx_cgc = fib_cx(k, 0) - b2


'CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES CONFORME O DIAGRAMA PARÁBOLA-
      RETÂNGULO'
```

```
ec = distf * coef_ang
Ifdistf> 0 Then
Ifec>= 0.002 Then
                            m = 1
Else
                            m = (1 - (1 - (ec / 0.002)) ^ 2)
EndIf
EndIf

'CÁLCULO DAS RESISTÊNCIAS DAS FIBRAS COMPRIMIDAS'

If distf > 0 Then
                        Fc = (0.85 * fcd) * m * Afibra
Mxc = +Fc * dy_cgc
Myc = -Fc * dx_cgc

Rc_acu += Fc
Mxc_acu += Mxc * 0.01
Myc_acu += Myc * 0.01
EndIf
Next

'------------------------------------------------------------'

'ANÁLISE DAS ARMADURAS'

Mxs_acu = 0
Mys_acu = 0
Rs_acu = 0
Mxsl_acu = 0
Mysl_acu = 0
                Rsl_acu = 0

'LAÇO PARA PERCORRER TODAS AS ARMADURAS'

For l = 0 Tonbar_tot - 1


'CÁLCULO DAS DISTÂNCIAS DAS ARMADURAS ATÉ A LINHA NEUTRA
       (DISTÂNCIA POSITIVA PARA COMPRESSÃO E NEGATIVA PARA TRAÇÃO)'

dista = (barra_cy(l, 0) - (A + B * barra_cx(l, 0))) *
       (Math.Cos(ang))
dy_cga = barra_cy(l, 0) - h2
dx_cga = barra_cx(l, 0) - b2

'CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS'

es = dista * coef_ang

'CÁLCULO DAS TENSÕES NAS ARMADURAS'

Sa = 21000 * es

Ifdista> 0 Then
Sa -= 0.85 * fcd
EndIf

If Sa > fyd Then
                        Sa = fyd
ElseIf Sa < (-fyd) Then
                        Sa = (-fyd)
```

```
EndIf

'CÁLCULO DAS RESISTÊNCIAS DAS ARMADURAS'

Fa = Sa * Ab

If dista > 0 Then
                        Mxsl = +Fa * dy_cga
                        Mysl = -Fa * dx_cga

                        Rsl_acu += Fa
                        Mxsl_acu += Mxsl * 0.01
                        Mysl_acu += Mysl * 0.01

Else
                        Mxs = +Fa * dy_cga
                        Mys = -Fa * dx_cga

                        Rs_acu += Fa
                        Mxs_acu += Mxs * 0.01
                        Mys_acu += Mys * 0.01
EndIf
Next

'-----------------------------------------------------------------'

'ANÁLISE DAS RESISTÊNCIAS TOTAIS DA SEÇÃO DE CONCRETO ARMADO'

'CÁLCULO DAS RESISTÊNCIAS TOTAIS'

Rr_tot = Rc_acu + Rs_acu + Rsl_acu
tol = (Rr_tot - Nsd) / Nsd

Mx_tot = Mxc_acu + Mxs_acu + Mxsl_acu
My_tot = Myc_acu + Mys_acu + Mysl_acu


'-----------------------------------------------------------------'

'MÉTODO DE CONVERGÊNCIA PARA GARANTIR A POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA'

Ifsinal< 0 Then
div *= 4
EndIf

Iftol< 0 Then
Ifsinal< 0 Then
sinal *= (-1)
EndIf
Bx += (passo / div)
ElseIftol> 0 Then
Ifsinal> 0 Then
sinal *= (-1)
EndIf
Bx -= (passo / div)
EndIf

EndWhile

'-----------------------------------------------------------------'

'ARMAZENAMENTO DOS MOMENTOS RESISTENTES TOTAIS'
```

```
IfMx_tot>maxMxThen
maxMx = Mx_tot
EndIf

IfMy_tot>maxMyThen
maxMy = My_tot
EndIf

IfMath.Max(My_tot, Mx_tot) >maxMThen
maxM = Math.Max(My_tot, Mx_tot)
EndIf

Mx_L(cont, 0) = Mx_tot
My_L(cont, 0) = My_tot
cont += 1

'--------------------------------------------------------------------'

Next'FECHAMENTO DO LAÇO PRINCIPAL'

'--------------------------------------------------------------------'
maxM = Math.Round(1.1 * Convert.ToDouble(Math.Max(Mxd, Math.Max(Myd,
       maxM))), 0)

'DEFINIÇÃO DOS TIPOS DE SÉRIES A SEREM PLOTADAS'

ix = maxMx / 4
iy = maxMy / 4

j = 1
While j >= 0
If j * ix > maxM Then
lx = j * ix
                j = -1
Else
                j += 1
EndIf
EndWhile

        j = 1
While j >= 0
If j * iy>maxMThen
ly = j * iy
                j = -1
Else
                j += 1
EndIf
EndWhile

Chart1.ChartAreas(0).AxisX.Interval = ix
Chart1.ChartAreas(0).AxisY.Interval = iy

Chart1.ChartAreas(0).AxisX.LabelStyle.Format = "f"
Chart1.ChartAreas(0).AxisY.LabelStyle.Format = "f"

Chart1.ChartAreas(0).AxisX.MajorGrid.LineColor = Color.LightGray
Chart1.ChartAreas(0).AxisY.MajorGrid.LineColor = Color.LightGray

Chart1.ChartAreas(0).AxisX.Maximum = lx
Chart1.ChartAreas(0).AxisX.Minimum = -lx
Chart1.ChartAreas(0).AxisY.Maximum = ly
Chart1.ChartAreas(0).AxisY.Minimum = -ly
```

```
Chart1.Series("Series1").ChartType =
       DataVisualization.Charting.SeriesChartType.Line
       =Chart1.Series("Series2").ChartType =
       DataVisualization.Charting.SeriesChartType.Line
Chart1.Series("Series3").ChartType =
       DataVisualization.Charting.SeriesChartType.Line
Chart1.Series("Series4").ChartType =
       DataVisualization.Charting.SeriesChartType.Line
Chart1.Series("Series5").ChartType =
       DataVisualization.Charting.SeriesChartType.Point
Chart1.Series("Series6").ChartType =
       DataVisualization.Charting.SeriesChartType.Point

'------------------------------------------------------------------------'

'LAÇO PARA PLOTAGEM DO ÁBACO'

Fori = 0 To 3 Step 1
For n = 0 Tocont - 1 Step 1

Ifi = 0 Then
Chart1.Series("Series1").Points.AddXY(Mx_L(n, 0), My_L(n, 0))
Chart1.Series("Series5").Points.AddXY(Mx_L(n, 0), My_L(n, 0))
ElseIfi = 1 Then
Chart1.Series("Series2").Points.AddXY(Mx_L(cont - 1 - n, 0),
       -My_L(cont - 1 - n, 0))
Chart1.Series("Series5").Points.AddXY(Mx_L(cont - 1 - n, 0),
       -My_L(cont - 1 - n, 0))
ElseIfi = 2 Then
Chart1.Series("Series3").Points.AddXY(-Mx_L(n, 0), -My_L(n,
       0))
Chart1.Series("Series5").Points.AddXY(-Mx_L(n, 0), -My_L(n,
       0))
Else
Chart1.Series("Series4").Points.AddXY(-Mx_L(cont - 1 - n, 0),
       My_L(cont - 1 - n, 0))
Chart1.Series("Series5").Points.AddXY(-Mx_L(cont - 1 - n, 0),
       My_L(cont - 1 - n, 0))
EndIf
Next
Next

Chart1.Series("Series6").Points.AddXY(Mxd, Myd)


EndSub


EndClass
```