



IVES OLIVEIRA DA SILVA

**CONSIDERAÇÕES SOBRE A ARMADURA TRANSVERSAL DE PILARES DE
CONCRETO ARMADO.**

Guaratinguetá
2015

IVES OLIVEIRA DA SILVA

**CONSIDERAÇÕES SOBRE A ARMADURA TRANSVERSAL DE PILARES DE
CONCRETO ARMADO.**

Trabalho de Graduação apresentado ao Conselho de Curso de Graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, como parte dos requisitos para obtenção do diploma de Graduação em Engenharia Civil.

Orientador (a): Prof. Dr. Antônio Wanderley Terni

Guaratinguetá
2015

S586c	Silva, Ives Oliveira da Considerações sobre a armadura transversal de pilares de concreto armado / Ives Oliveira da Silva – Guaratinguetá : [s.n], 2015. 33 f. : il. Bibliografia : f. 33 Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2015. Orientador: Prof. Dr. Antônio Wanderley Terni 1. Concreto armado 2. Colunas 3. Projeto estrutural I. Título
-------	---

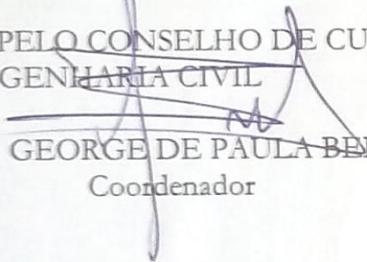
CDU 693.5

unesp  UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"
CAMPUS DE GUARATINGUETÁ

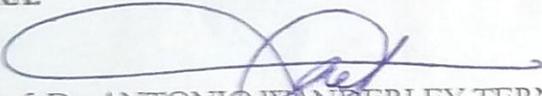
Ives Oliveira da Silva

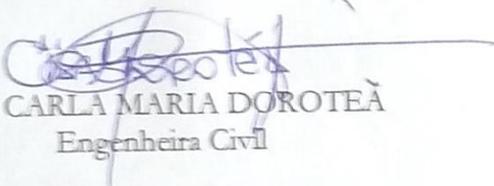
ESTE TRABALHO DE GRADUAÇÃO FOI JULGADO ADEQUADO COMO
PARTE DO REQUISITO PARA A OBTENÇÃO DO DIPLOMA DE
"GRADUADO EM ENGENHARIA CIVIL"

APROVADO EM SUA FORMA FINAL PELO CONSELHO DE CURSO DE
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL


Prof. Dr. GEORGE DE PAULA BERNARDES
Coordenador

BANCA EXAMINADORA:


Prof. Dr. ANTONIO WANDERLEY TERNI
Orientador - DEC-FEG//UNESP


Eng^a CARLA MARIA DOROTEÀ
Engenheira Civil

Eng^o LUIZ GUILHERME FERNANDES LOPES
Engenheiro Civil

Dezembro de 2015
Campus da Faculdade de Engenharia da Unesp de Guaratinguetá

SILVA, I. O. **Considerações sobre a armadura transversal de pilares de concreto armado.** 2015. 33 f. Trabalho de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2015.

RESUMO

Existem condições normativas que estabelecem e possibilitam o dimensionamento das armaduras de pilares. A NBR 6118 apresenta considerações referentes à armadura transversal como espaçamentos, diâmetros das armaduras, disposição nos elementos estruturais entre outras. Porém, a norma em vigência não fornece a metodologia explícita para o dimensionamento de estribos em diferentes situações. Não propõe, inclusive, um modelo de cálculo para esta armadura e oferece considerações normativas para valores máximos ou mínimos de espaçamentos e de diâmetro de armadura. Vale salientar que as referências bibliográficas clássicas também não oferecem uma rotina de cálculo do dimensionamento da armadura transversal e somente faz as verificações quanto as condições normativas para os dados assumidos. Baseado nesse pressuposto e nos problemas que podem ocorrer no erro de dimensionamento, tanto para o espaçamento quanto para a proposta do diâmetro do estribo, o presente trabalho demonstra um método de cálculo dessa armadura já estabelecido na literatura e em seguida por meio uma ferramenta intuitiva e acessível desenvolve uma planilha eletrônica baseada nesta rotina de cálculo. Toma-se como referência o que foi desenvolvido por Emil Moersch (1902) e no modelo de cálculo proposto por BUFFONI E SILVA (2006). Por fim o trabalho apresenta um dimensionamento racional da armadura transversal e confronta tais valores com alguns exemplos numéricos para mostrar sua veracidade.

PALAVRAS-CHAVE: Flambagem. Armaduras longitudinais e transversais. Pilares. Concreto armado.

SILVA, I. O. **Considerations shear reinforcement of reinforced concrete columns**. 2015 33 f. Graduate work (Graduation in Civil Engineering) – Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2015.

ABSTRACT

There are regulations that establish conditions and enable the design of armor columns. The NBR 6118 features statements relating to the transverse reinforcement as spacing, reinforcement diameters provision in structural elements and others. However, the norm in force does not provide an explicit methodology for the design of stirrups in different situations. We do not propose even a calculation model for this equipment and provides normative considerations for maximum or minimum values of spacings and armor in diameter. It is noteworthy that the classical references also do not provide a calculation routine sizing of transverse reinforcement and only makes the checks as the normative conditions for the given data. Based on this assumption and the problems that may occur in sizing error, both for spacing and for the proposal of the stirrup diameter, this study demonstrates that armor calculation method already established in the literature and then through an intuitive tool and available develops a spreadsheet based on this calculation routine. It takes as reference the one developed by Emil Moersch (1902) and the calculation model proposed by BUFFONI E SILVA (2006). Finally the paper presents a rational design of shear reinforcement and confronts these values with some numerical examples to show its truth.

KEYWORDS: Buckling. Longitudinal and transverse reinforcement. Reinforced concrete columns. Columns. Reinforced concrete.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	6
2.	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	8
2.1	CRITÉRIOS GERAIS PARA DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO	8
2.1.1	Critérios para definição da seção de pilares	10
2.1.2	Critérios para o cálculo da armadura longitudinal em pilares	11
2.1.3	Critérios para o cálculo da armadura transversal em pilares	12
2.1.3.1	Segundo a NBR 6118.....	12
2.1.3.2	Critério adotado por Emil Moersch	13
2.1.3.3	Método de dimensionamento racional dos estribos feito por Buffoni (2006) e Silva (2006)	15
2.1.3.3.1	Curva \mathbf{I} vs. η para o cálculo do espaçamento e diâmetro dos estribos.....	20
3.	ASPECTOS METOLOGICOS	25
3.1	CÁLCULOS BASEADOS NAS RECOMENDAÇÕES DA NBR 6118:2003	26
3.2	CÁLCULOS FEITOS PELO MÉTODO PROPOSTO BUFFONI E SILVA (2006)	26
3.3	OS CÁLCULOS FEITOS PELA PLANILHA DESENVOLVIDA	28
4.	RESULTADOS DA PESQUISA	30
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	32
	REFERÊNCIAS	33

1. INTRODUÇÃO

Em edificações existem diversos elementos estruturais que garantem a estabilidade e rigidez necessária para garantir sua concepção. Um dos elementos é o pilar que, além de conferir estabilidade global, possui a função de suportar e transmitir a carga proveniente de cada pavimento do edifício para a fundação, que por sua vez descarrega no solo. Esses elementos apresentam um comportamento de flexo-compressão, sendo as forças normais de compressão preponderantes sobre ele.

Para que os pilares suportem as solicitações feitas pelas cargas das edificações é necessário que sejam dimensionadas armaduras que colaborem com a resistência a compressão no caso as armaduras longitudinais e armaduras que evitem a flambagem dessas outras no caso as armaduras transversais.

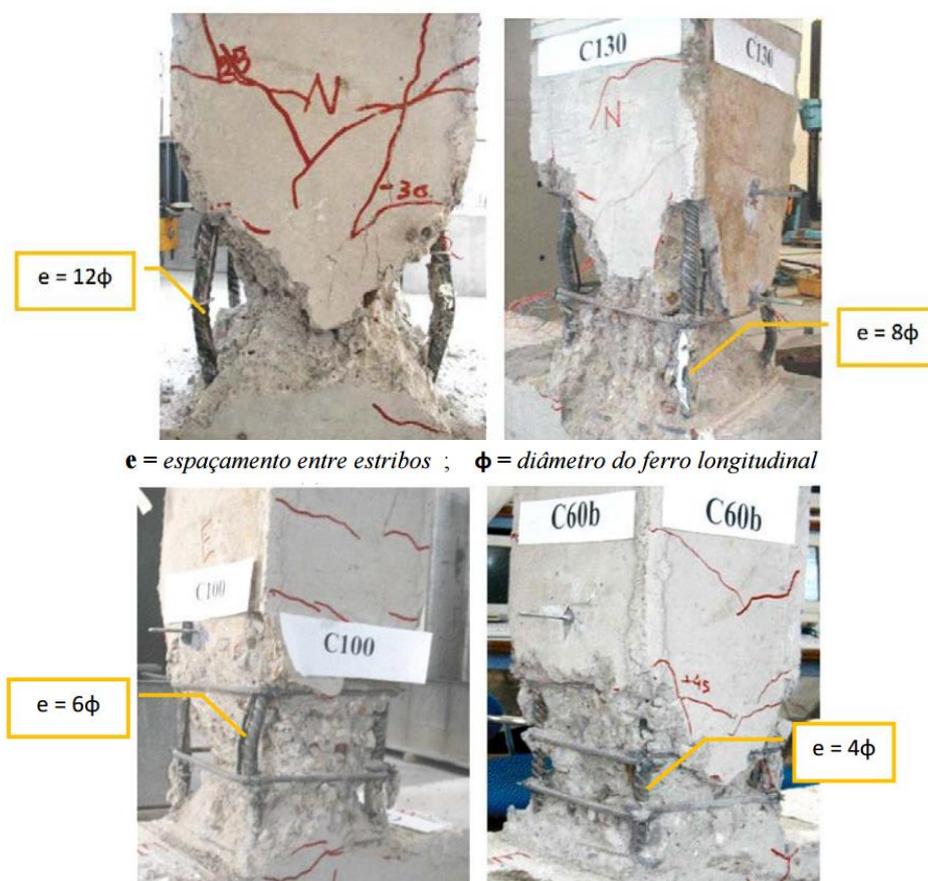
Problemas estruturais podem ocorrer quando a barra longitudinal começa a escoar de tal forma que a armadura transversal não é suficiente para conter a flambagem da armadura longitudinal e que, dessa forma, pode comprometer o elemento estrutural. A Figura 1 exemplifica o que é dito e nela pode-se notar que a barra longitudinal flamba entre os estribos de tal forma conclui-se que o espaçamento é incorreto, o que é exemplificado também na Figura 2 onde para adotar o espaçamento, é utilizado o critério de Moersch que é explicado mais adiante nesse trabalho.

Figura 1: Detalhe mostrando a flambagem da barra longitudinal entre os estribos.



Fonte: http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/moersch/espacamento_entre_estribos_de_pilar.pdf

Figura 2: Exemplos de flambagem da armadura longitudinal com diferentes diâmetros.



Fonte: http://aquarius.ime.cb.br/~webde2/prof/ethomaz/moersch/espacamento_entre_estribos_de_pilar.pdf

Para dimensionamento das armaduras longitudinais existem critérios bem claros especificados na NBR 6118 para a disposição dessas armaduras no pilar. Porém, para a armadura transversal, a norma não propõe a aplicação de um modelo de cálculo e impõem apenas condições de valores máximos ou mínimos de espaçamentos e de diâmetros de armadura.

Existem poucas explicações na literatura que tentam transpor esse problema mas não satisfaz de maneira prática uma vez que a flambagem da armadura longitudinal pode ocorrer entre estribos, o que é um fenômeno pouco estudado.

O presente trabalho mostra o modelo de dimensionamento baseado no que foi exposto por BUFFONI E SILVA (2006), no que tange ao problema mencionado anteriormente, de modo a buscar um desenvolvimento mais intuitivo e facilitado por meio de planilhas, por serem mais acessíveis e de fácil execução, do o que foi feito e proposto no trabalho citado.

No Capítulo 2, apresenta-se de forma resumida a revisão bibliográfica dando ênfase aos trabalhos de EMIL MOERSCH (1902) e BUFFONI E SILVA (2006). Apresenta-se as prescrições

normativas da NBR6118/2003 no que se refere ao dimensionamento e detalhamento de armaduras transversais em pilares.

No Capítulo 3, é exposto o problema e exemplificadas quais as consequências do dimensionamento equivocado das armaduras transversais nos pilares. Além disso é exposto o método desenvolvido por BUFFONI E SILVA (2006) e é estabelecido um roteiro de cálculo para essa armadura e traça-se um paralelo com o que é feito nos trabalhos e transposto para uma planilha.

No Capítulo 4 são utilizados exemplos numéricos para mostrar a funcionalidade da planilha desenvolvida e comprovar os resultados e, ao mesmo tempo, é feita a comparação do que estabelece NBR 6118 e o que é visto em BUFFONI E SILVA (2006). Dessa forma, dependendo do caso, é possível dimensionar a armadura transversal de forma mais precisa e econômica.

O Capítulo 5 apresenta as principais conclusões obtidas bem como algumas sugestões para continuidade do trabalho apresentado.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este capítulo apresenta estudos sobre o dimensionamento da armadura transversal em pilares de concreto armado. A abordagem inicial se concentra na conceituação e nos critérios abordados para o estabelecimento do que é um pilar. Em seguida, é estabelecido o conceito de como é dimensionado o pilar e suas armaduras, longitudinal e transversal e é mostrado algumas formas de se calcular essa segunda armadura. Consequente, são definidas as ferramentas que compõem a teoria e que servem como base do estudo realizado.

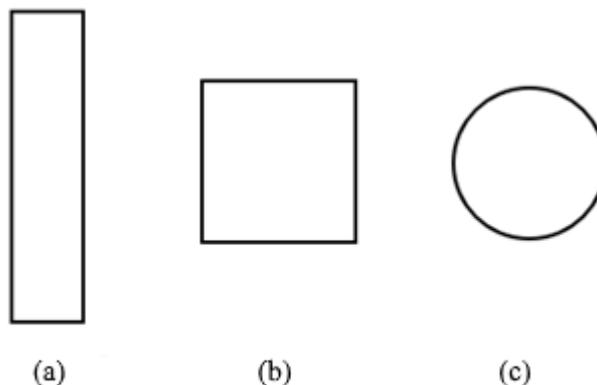
2.1 CRITÉRIOS GERAIS PARA DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO

Pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são ponderadas (ABNT NBR 6118:2003). Podem ser definidos também como elementos estruturais que, invariavelmente, possuem eixo longitudinal na vertical e na maioria das vezes as seções são constantes, mesmo que ocorra diferentes alturas.

Em edifícios, são elementos verticais que junto com as vigas formam os pórticos, responsáveis por transmitir as ações verticais devido a ação da força gravitacional das forças ditas de serviços e das horizontais (como o vento), que são levadas até os pilares através das paredes externas, até as

fundações, além de corrigirem e conferirem estabilidade global e rigidez ao edifício (estrutura indeslocável). As seções que são utilizadas com mais frequência nos pilares, são aquelas mostradas na Figura 3 e em edifícios apresentam comportamento de flexo-compressão, em que as forças normais de compressão são preponderantes.

Figura 3 – Seções mais para pilares: (a) retangular; (b) quadrada; (c) circular



Fonte: Elaboração própria

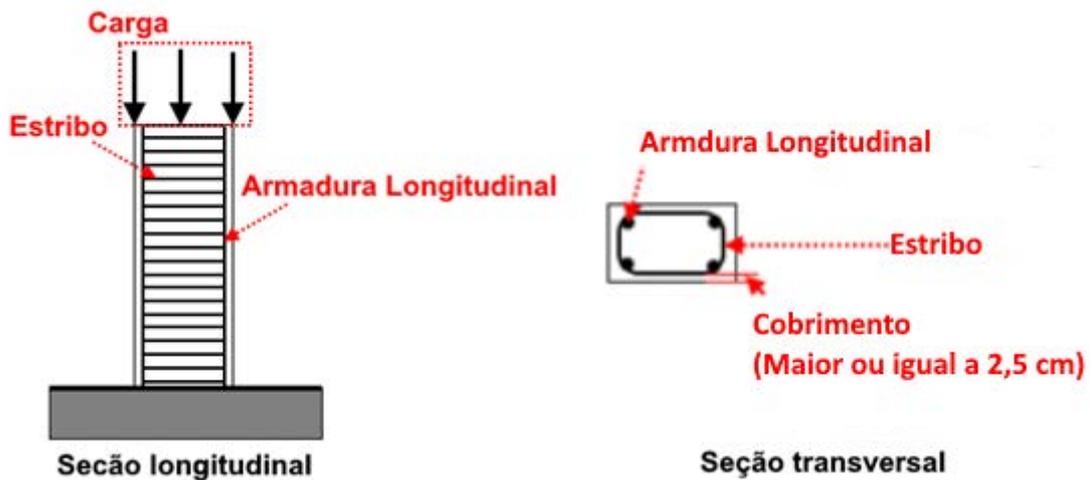
Antigamente, por volta da década de 60, os cálculos para o dimensionamento da seção de pilares eram feitos “à flambagem”, entre outras palavras, multiplicava-se a carga de trabalho, assumida como axial, por um coeficiente de segurança γ e um coeficiente de majoração ω , que dependia do índice de esbeltez. Esse cálculo era chamado de *processo ômega*. No caso de flexão composta, a armadura para essa solicitação era calculada e verificava-se depois o pilar com a força axial isoladamente, majorada por ω e γ .

Ao longo dos anos, foram desenvolvidos estudos que vêm aperfeiçoando o dimensionamento de pilares, por meio de análises envolvendo tipos variados de seções e solicitações. A complexidade envolvida nesse dimensionamento, segundo Libânio (2004), recai no fato do comportamento dos pilares ser tipicamente não-linear, ou seja, além da não-linearidade geométrica, caracterizada pela substancial alteração sofrida pelas solicitações decorrentes dos deslocamentos transversais do eixo do pilar, observa-se também a não linearidade física, decorrente das equações constitutivas não-lineares do concreto e do aço.

Entende-se que o dimensionamento de um pilar ocorre inicialmente pelo efeito de uma carga que atua verticalmente sobre ele e, a partir disso pode-se dimensionar a seção de concreto, a armadura longitudinal e os estribos. No dimensionamento o elemento deve ser sempre considerado como “biarticulado”, sendo essa consideração a favor da segurança, pois a carga crítica para que ocorra a flambagem é menor.

Pressupõem-se tradicionalmente que o concreto resiste bem à compressão, mas mal à tração, tendo-se aproximadamente uma razão da resistência à compressão do concreto de 10 vezes maior em relação a resistência a tração. Na Figura 4, tem-se uma representação de um pilar padrão.

Figura 4: Disposição padrão de um pilar.



Fonte: Elaboração própria

2.2 Critérios para definição da seção de pilares

A NBR 6118:2014 faz as seguintes considerações sobre as seções de pilares:

- As seções transversais de pilares devem apresentar dimensões mínimas de 19 cm;
- Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com a Tabela 1. Em qualquer caso não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm² (ABNT NBR 6118:2014) e

Tabela 1 - Valores de b em função de γ_n .

Valores de b em função de γ_n .						
b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 b;$$

b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

NOTA: O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

Fonte: NBR 6118:2014

- A maior dimensão da seção transversal do pilar não pode exceder cinco vezes a menor dimensão. Caso essa condição não seja satisfeita o pilar deve ser estudado como pilar-parede.

2.2.1 Critérios para o cálculo da armadura longitudinal em pilares

Quando se faz o cálculo das armaduras longitudinais deve-se levar em consideração, além da função estrutural, as condições construtivas, visando como ocorre o lançamento e o adensamento do concreto. Deve existir preocupação com a quantidade e disposição da armadura longitudinal, de modo que permita a introdução do vibrador, que impede a segregação dos agregados dentro do pilar devido a ocorrência dos vazios.

Essas armaduras têm função de contrapor os esforços de compressão e favorece a adoção de uma seção menor do pilar. O diâmetro das barras longitudinais não pode ser inferior a 10 mm nem a 1/8 da menor dimensão transversal (item 18.4.2.1 NBR 6118:2014).

Dessa forma a disposição da armadura deve ser feita de modo a garantir a capacidade de carga adequada do elemento estrutural, mas levando-se em conta a técnica construtiva. Na disposição das barras longitudinais deve existir um espaçamento mínimo "a" entre as faces das mesmas, que deve ser superior ao maior dos seguintes valores:

$$a \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \varphi_1 \\ 1,2 \cdot d_{\max} \text{ (diâmetro máximo do agregado)} \end{cases} \quad (1)$$

Esses valores se aplicam também às regiões de emendas por transpasse das barras.

Deve existir, no caso de ocorrer adensamento na execução da concretagem, um espaçamento suficiente para permitir a passagem do vibrador. Esse espaçamento, s_t , é tomado entre os eixos das barras e deve ser:

$$s_t \leq \begin{cases} 2b \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad (2)$$

onde "b" é a menor dimensão da seção.

2.2.2 Critérios para o cálculo da armadura transversal em pilares

2.2.2.1 Segundo a NBR 6118

A armadura transversal de pilares, constituída por estribos e quando for o caso, por grampos suplementares, deve ser colocada em toda a altura do pilar, sendo obrigatória sua colocação na região de cruzamento com vigas e lajes (item 18.4.3 da NBR 6118:2003).

Para que as armaduras possam ser consideradas na resistência de um pilar, é necessário que não ocorra a flambagem das barras.

Os estribos reduzem o comprimento de flambagem das barras, aumentando a capacidade de carga.

A NBR 6118 ainda define as seguintes funções para os estribos:

- Auxiliar no posicionamento e impedir a flambagem das barras longitudinais;
- Garantir a costura das emendas de barras longitudinais e
- Concentrar o concreto no interior no pilar para assim obter uma peça mais resistente e dúctil.

Para o diâmetro do estribo φ_t , a norma ainda define que em pilares não deve ser menor que 5 mm e nem a $\frac{1}{4}$ do diâmetro da barra longitudinal adotada, ou seja:

$$\varphi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \varphi_l/4 \end{cases} \quad (3)$$

Já o espaçamento entre os estribos, que tem como função alocar os estribos de forma que impeçam a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas das barras longitudinais, é definido pela norma da seguinte forma:

$$s_t \leq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ \text{menor dimensão da seção} \\ 24 \varphi \text{ para CA} - 25, 12 \varphi \text{ para CA} - 50 \end{cases} \quad (4)$$

A Norma define o espaçamento máximo entre estribos da seguinte forma:

$$s_{\max} = 90.000 \cdot \left(\frac{\varphi_t^2}{\varphi_l} \right) \cdot \frac{1}{f_{yk}} \quad (5)$$

Com vistas a garantir a ductilidade dos pilares, recomenda-se que os espaçamentos máximos entre os estribos sejam reduzidos em 50 % para concretos de classe C55 a C90, com inclinação dos ganchos de pelo menos 135°.

2.2.2.2 Critério adotado por Emil Moersch

Emil Moersch utilizou a fórmula de Euler para carga de flambagem elástica de uma barra comprimida. Dessa forma, tem-se:

$$P = A \times \sigma = \frac{\pi^2 \times E \times I}{(L_{flambagem})^2} \quad , \quad (6)$$

onde

$$A = \frac{\pi^2}{4}; I = \frac{\pi d^4}{64} \quad . \quad (7)$$

Se isola-se o σ e sabendo-se que

$$I = \frac{A d^2}{16} \text{ ou seja } \frac{I}{A} = \frac{d^2}{16} \quad (8)$$

chega-se a

$$\sigma_{aço} = \frac{\pi^2 E d^2}{(L_{flambagem})^2 \cdot 16} \quad . \quad (9)$$

Moersch considerou o espaçamento entre estribos igual ao comprimento de flambagem, o que é a favor da segurança uma vez que, na realidade, esse comprimento é menor que o espaçamento entre os estribos.

Logo tem-se:

$$s_t = L_{flambagem} = \sqrt{\frac{\pi^2 E_{aço} d^2}{\sigma_{aço} 16}} = d \sqrt{\frac{\pi^2 E_{aço}}{\sigma_{aço} 16}} \quad (10)$$

onde s_t é o espaçamento entre os estribos.

Foi introduzido por Moersch o coeficiente de segurança 5,0.

$$s_t = L_{flambagem} = \sqrt{\frac{\pi^2 E_{aço} d^2}{5 \sigma_{aço} 16}} = d \sqrt{\frac{10 E_{aço}}{\sigma_{aço} 80}} \quad (11)$$

Finalmente, tem-se:

$$s_t = d \sqrt{\frac{10 E_{aço}}{\sigma_{aço} \cdot 80}} \quad (12)$$

A Tabela 2 mostra os resultados de "s_t" em função de "d", onde "d" é o diâmetro do estribo, e utilizando os valores para a tensão do aço, sabendo que E_{aço} = 210.000 MPa.

Tabela 2 – Espaçamento dos estribos em função do diâmetro.

Espaçamento dos estribos em função do diâmetro.	
<i>σ na barra de aço</i> (MPa)	<i>s_t</i> (em função de "d")
40	25,7
60	21,0
80	18,2
100	16,3
120	14,8
140	13,7
160	12,9
180	12,1
200	11,5 ≈ 12

Fonte: Elaboração própria

Logo, pode-se notar os valores que a NBR 6118 estabelece de 24d para CA-25 e 12d para CA-50, respectivamente referentes a 40 MPa e 200 MPa.

Moersch ainda faz as seguintes recomendações:

- Os estribos, além de serem pouco espaçados, devem ser bem fechados com ganchos e bem ancorados no interior do concreto.
- A bitola dos estribos não deve ter um diâmetro pequeno.
- Usar, para o estribo, um diâmetro de aproximadamente metade do que foi adotado para a barra longitudinal

2.2.2.3 Método de dimensionamento racional dos estribos feito por Buffoni (2006) e Silva (2006)

Esse método se baseia em uma formulação que permite analisar a flambagem das armaduras longitudinais em pilares de concreto armado submetidos a carregamento axial que leva em conta o espaçamento entre os estribos, o diâmetro e arranjo dos estribos na seção transversal e o diâmetro das armaduras longitudinais.

A flambagem é tratada por um método analítico e considera-se as barras longitudinais restringidas pela rigidez axial ou à flexão dos estribos. Admite-se que a armadura longitudinal funciona como uma coluna esbelta. O estudo realizado por BUFFONI E SILVA (2006) considera o pilar com vários modos de deformação e leva em conta também algumas não linearidades e seis graus de liberdade para a coluna.

O dimensionamento dos estribos por esse método se baseia na energia interna de deformação e na energia potencial do pilar e é realizado a partir de dois parâmetros:

- Parâmetro adimensional de rigidez (η):

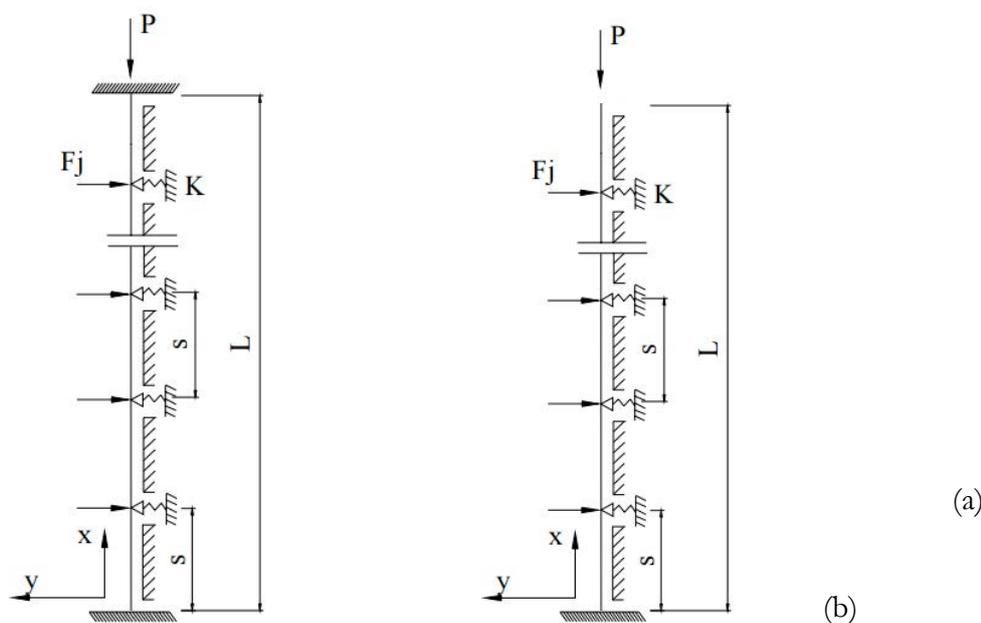
$$\eta = \frac{KL^4}{EI_l} \quad (13)$$

- Parâmetro de carga crítica (Γ):

$$\Gamma = \frac{PL^2}{EI_l} \quad (14)$$

O método também considera a presença ou não de emendas, onde são representadas por uma coluna de extremidade fixa ou livre, respectivamente, como mostra o a Figura 5.

Figura 5: Consideração sobre a presença ou não de emendas: (a) sem emendas; (b) com emendas.



Fonte: BUFFONI E SILVA (2006).

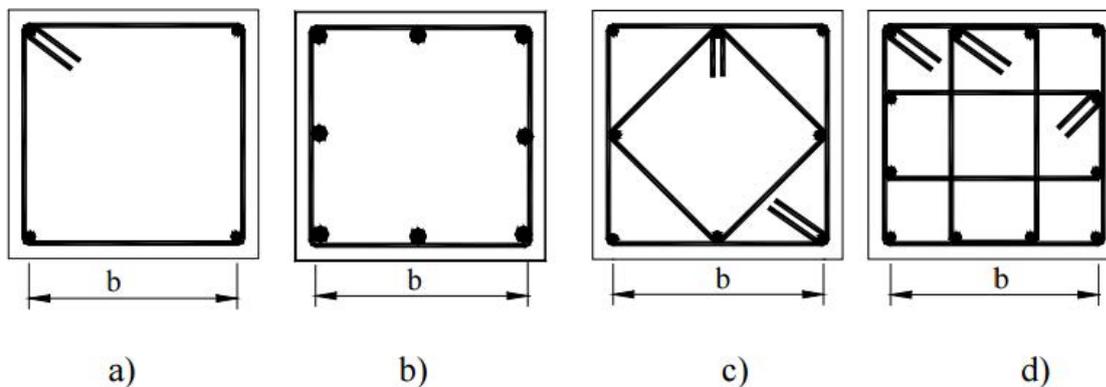
O comprimento da coluna é designado por L , s é o espaçamento entre estribos e F_j são as forças correspondentes aos apoios elásticos j .

O cálculo do espaçamento e do diâmetro dos estribos é feito a partir dos parâmetros adimensionais, de carga crítica e o de rigidez, que se inter-relacionam de forma que é possível montar a curva. A partir dessa curva é possível obter o valor que se deseja para que seja possível o dimensionamento da armadura transversal, tendo em vista que isso tudo depende dos valores adotados para o diâmetro da armadura longitudinal e a carga que atua no pilar.

O parâmetro adimensional de rigidez depende da rigidez dos estribos, K , do módulo de elasticidade da armadura longitudinal, E , do momento de inércia da armadura longitudinal, I e do comprimento do pilar, L .

A rigidez K do estribo depende de outros valores que variam com a geometria da seção e do arranjo das armaduras no pilar, como mostra a Figura 4. Essa dependência de K é determinada a partir de alguns conceitos como o da Energia Interna de Deformação e da Energia Potencial da Viga-coluna, que são definições matemáticas que fogem do escopo desse trabalho que, a princípio, objetiva dar uma visão geral do método.

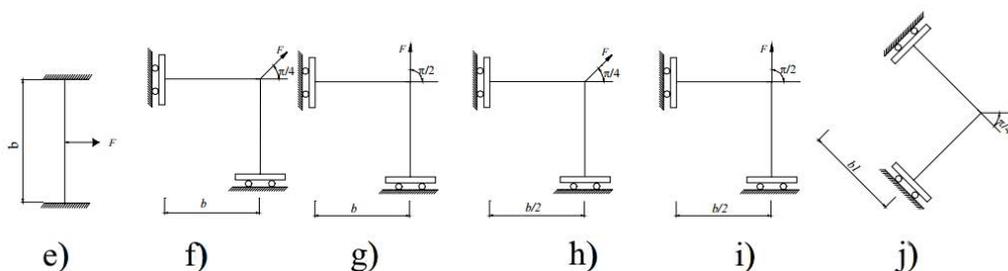
Figura 6: Arranjo da armadura na seção transversal.



Fonte: BUFFONI E SILVA (2006).

O modelo de cálculo de K é baseado na consideração de carga axial concêntrica e condições perfeitas de simetria. Logo K é calculado baseado nos modelos apresentados na Figura 7.

Figura 7 – Modelos simplificados de cálculo da rigidez K .



Fonte: BUFFONI E SILVA (2006).

Para cada modelo tem-se a seguinte definição de K :

Modelo 7.e:

$$K = \frac{192EI_t}{b^3} \quad (15)$$

Modelo 7.f e Modelo 7.g:

$$K = \frac{EA_t}{b} \quad (16)$$

Modelo 7.h e Modelo 7.i:

$$K = \frac{2EA_t}{b} \quad (17)$$

Modelo 7.j:

$$K = \frac{EA_t}{b} \quad (18)$$

Onde:

- A_t é a área do estribo;

- O caso dos modelos 7.h e 7.i, a fórmula é análoga ao dos modelos 7.f e 7.g, porém o valor da distância b é dividido por 2.

A partir da definição da seção e do arranjo é possível calcular o valor da variável de rigidez dos estribos para o caso em questão.

O trabalho de BUFFONI E SILVA (2006) se baseou no arranjo 6.b), substituindo o valor de K na fórmula de η para esse arranjo tem-se:

$$\eta = \frac{KL^4}{EI_l} = \left(\frac{192EI_t}{b^3} \right) \frac{L^4}{EI_l} \quad (19)$$

onde

$$I = \frac{1}{4} \pi \frac{\varphi^4}{16}.$$

Dessa forma

$$\eta = \frac{192 \phi_t^4 L^4}{b^3 s \phi_l^4}. \quad (20)$$

Essa definição é válida sabendo que existem estribos distribuídos pelo pilar, separados por uma distância s .

O parâmetro adimensional carga crítica a substituição é feita no momento de inércia, resultando em

$$\Gamma = \frac{64 P L^2}{E \pi \phi_l^4} \quad (21)$$

Com a finalidade de facilitar os cálculos podemos criar novos parâmetros adimensionais, η_1 e Γ_1 , da seguinte forma

$$\eta_1 = \frac{\eta}{192} = \frac{\phi_t^4 L^4}{b^3 s \phi_l^4} \quad (22)$$

$$\Gamma_1 = \frac{\Gamma \pi}{64} = \frac{P L^2}{E \phi_l^4} \quad (23)$$

Portanto, basta multiplicar a ordenada e a abscissa do gráfico da Figura 8 por $\frac{\pi}{64}$ e $\frac{1}{192}$, respectivamente, resultando no gráfico da Figura 9.

Tem-se que:

- $P = N_d = \gamma N_k$ e
- $E = 210000 \text{ N/mm}^2$.

Dessa forma, pode-se obter o valor de η_1 tendo-se em posse o valor de Γ_1 , pois o valor do diâmetro da armadura longitudinal geralmente é adotado antes de iniciar-se o cálculo da armadura transversal. Assim, o valor de Γ_1 pode ser obtido. Com esse valor entra-se no gráfico a seguir e tira-se o valor de η_1 , o que possibilita assumir uma dependência apenas de $\frac{\phi_t}{s}$, ou seja:

$$\frac{\phi_t}{s} = \frac{\phi_l}{L} \sqrt[4]{\eta_1 b^3} \quad (24)$$

Segundo BUFFONI E SILVA (2006), uma possível sequência de projeto seria:

1. Determinar o valor de b, que vem da geometria da peça;
2. O diâmetro da armadura longitudinal, ϕ_l é usualmente determinado pelo projetista;
3. É determinada a carga de flambagem $P = N_d = \gamma N_k$ e assim, como mencionado anteriormente, obtém-se Γ_1 ;
4. Com o valor de Γ_1 entra-se na ordenada do gráfico Γ_1 vs. η_1 e descobre-se o η_1 necessário na abscissa. Como já se dispõe dos valores de b e ϕ_l , as variáveis de projeto serão o espaçamento entre os estribos, s e o diâmetro dos estribos, ϕ_t , os quais serão calculados e adotados de forma compatível com os limites das normas de projeto existentes. Caso o espaçamento resulte muito pequeno, ou o diâmetro muito grande, é necessário reduzir b ou usar estribos suplementares.

2.1.3.3.1 Curva Γ vs. η para o cálculo do espaçamento e diâmetro dos estribos

O gráfico presente na Figura 7 relaciona o parâmetro de carga Γ e o parâmetro de rigidez η dos estribos, levando-se em conta as contribuições de vários modos para a carga de flambagem e também seis graus de liberdade, ou seja, seis modos na expansão modal. No trabalho de BUFFONI E SILVA (2006) é considerado um campo de deslocamento para a flambagem da armadura longitudinal, nesse campo é levado em conta observações experimentais para o comportamento da armadura e é especificado que o movimento se assemelha a uma função senoidal sobre um período. Baseado nisso foi considerada a equação (25) para descrever o campo deslocamento da coluna.

$$w(x) = \sum_{m=1}^{\infty} A_m \left(-\frac{m\pi x}{L} + \frac{m\pi x^2}{L^2} (2 + (-1)^m) - \frac{m\pi x^3}{L^3} (1 + (-1)^m) + \sin\left(\frac{m\pi x}{L}\right) \right) \quad (25)$$

Na forma adimensional o campo deslocamento tem-se

$$w(\xi) = \sum_{m=1}^{\infty} a_m \left(-m\pi\xi + m\pi\xi^3 (2 + (-1)^m) - m\pi\xi^3 (1 + (-1)^m) + \sin(m\pi\xi) \right) \quad (26)$$

A partir da definição do campo de deslocamentos da coluna é possível fazer a integração das equações de energia de deformação, de energia de deformação da mola e da energia da carga axial. Considerando isso tem-se um problema de autovalor, dado pela expressão:

$$K_f + K_m - \Gamma K_g = 0 \quad (27)$$

onde

K_f é resultante da integração da energia de deformação;

K_m é a integração da energia de deformação da mola, para o caso discreto e contínuo sobre base elástica;

K_g é o resultado da integração da energia da carga axial.

Deixando a equação (26) em função de Γ tem-se:

$$\Gamma = K_g^{-1} (K_f + K_m) \quad (28)$$

Pode-se observar que a equação (28) mostra a dependência entre o parâmetro de carga Γ com a matriz de rigidez elástica (K_f), geométrica (K_g) e de deformação da mola (K_m), a qual depende do parâmetro de rigidez η . Por sua vez essas matrizes dependem do campo de deslocamento mostrado na equação (27) e podem ser calculadas dependendo do grau de liberdade ou expansão modal que se deseja.

Com a equação (28) podemos encontrar os parâmetros de carga crítica para os casos discreto e contínuo.

O caso discreto é quando o cálculo é feito para um número determinado de espaçamento entre os estribos da coluna, que pode variar de um a dezesseis espaçamentos. Com isso substitui-se o número de graus de liberdade que se deseja na equação (26), se obtém então as matrizes de rigidez e resolve-se o problema de autovalores expresso em (28).

Para o caso contínuo se considera o modelo da coluna sobre base elástica, onde a base é composta pelos estribos. Novamente o cálculo para esse caso é feito substituindo o grau de liberdade na equação (26), porém o cálculo da energia de deformação da mola é feito de outra forma, e então se resolve o problema de autovalores mostrado na equação (28).

A equação (29) apresenta o parâmetro de carga considerando apenas um termo na expansão modal.

$$\Gamma = \frac{15\pi^6 - 120\pi^4 + 15\pi^2\eta + \pi^4\eta - 240\eta}{5(5\pi^2 - 48)\pi^2} \quad (29)$$

Para o caso em que se deseja seis graus de liberdade e também qual o resultado da contribuição de vários modos para a carga de flambagem deve-se resolver uma matriz A de dimensão 6 apresentada na figura 9. Dessa forma pode-se obter os pontos do gráfico de Γ vs. η da Figura 10, que apresenta duas curvas, para representar a situação sem emendas e com emendas, respectivamente.

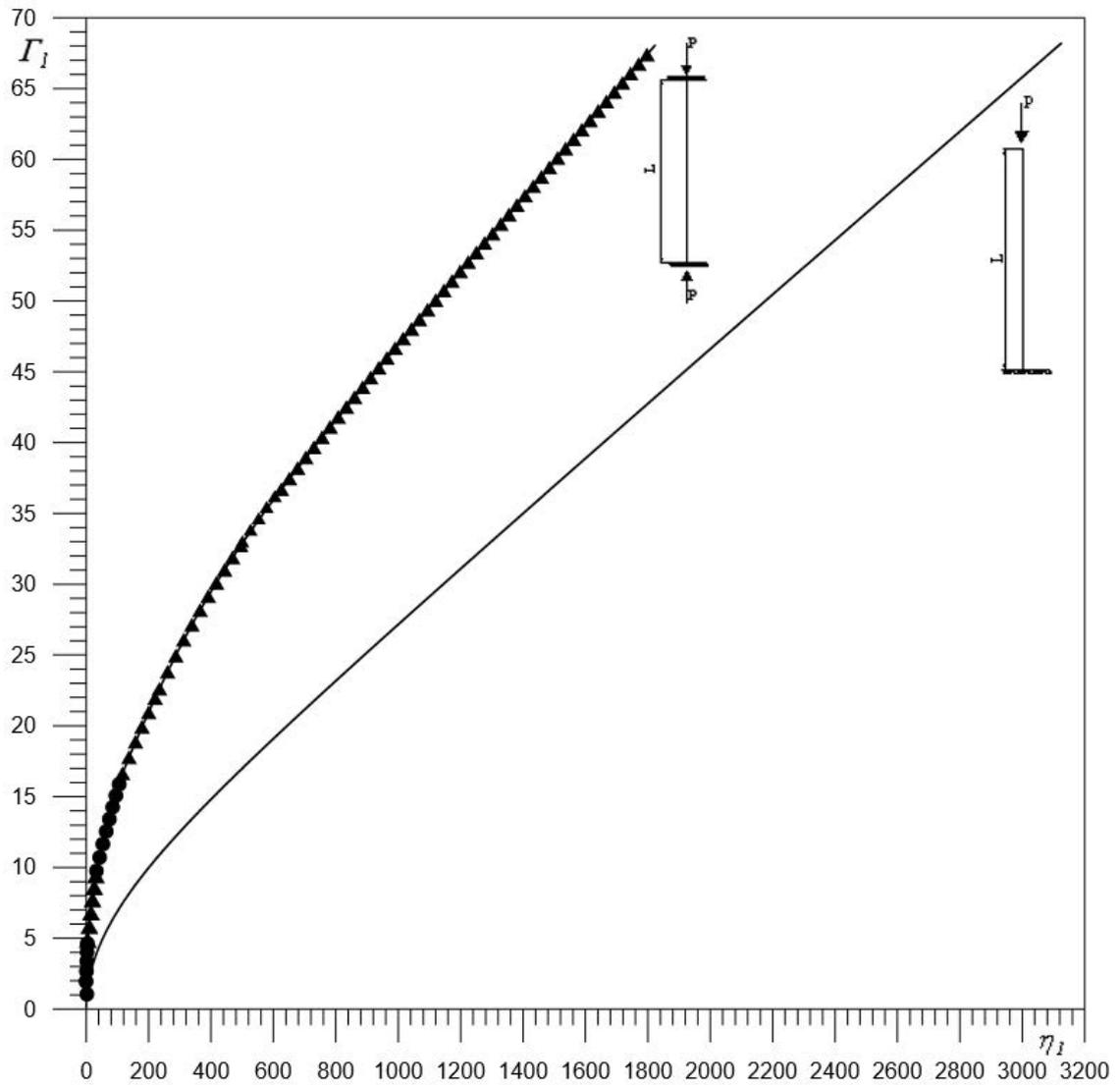
Figura 9: Matriz A de dimensão 6 para determinar os pontos do gráfico de Γ vs. η

$$A := \begin{bmatrix} \frac{16\left(\frac{\pi^4}{64} + \frac{\eta(3\pi-8)}{4\pi}\right)}{\pi^2}, & \frac{8(-4+3\pi)\eta}{3\pi^3}, & \frac{8(-12+5\pi)\eta}{5\pi^3}, & \frac{8(-12+7\pi)\eta}{7\pi^3}, & \frac{8(-20+9\pi)\eta}{9\pi^3}, & \frac{8(-20+11\pi)\eta}{11\pi^3} \\ \frac{8(-4+3\pi)\eta}{27\pi^3}, & \frac{16\left(\frac{81\pi^4}{64} + \frac{\eta(9\pi+8)}{12\pi}\right)}{9\pi^2}, & \frac{8(4+15\pi)\eta}{135\pi^3}, & \frac{8(20+21\pi)\eta}{189\pi^3}, & \frac{8(4+9\pi)\eta}{81\pi^3}, & \frac{8(28+33\pi)\eta}{297\pi^3} \\ \frac{8(-12+5\pi)\eta}{125\pi^3}, & \frac{8(4+15\pi)\eta}{375\pi^3}, & \frac{16\left(\frac{625\pi^4}{64} + \frac{\eta(15\pi-8)}{20\pi}\right)}{25\pi^2}, & \frac{8(-4+35\pi)\eta}{875\pi^3}, & \frac{8(-28+45\pi)\eta}{1125\pi^3}, & \frac{8(-12+55\pi)\eta}{1375\pi^3} \\ \frac{8(-12+7\pi)\eta}{343\pi^3}, & \frac{8(20+21\pi)\eta}{1029\pi^3}, & \frac{8(-4+35\pi)\eta}{1715\pi^3}, & \frac{16\left(\frac{2401\pi^4}{64} + \frac{\eta(21\pi+8)}{28\pi}\right)}{49\pi^2}, & \frac{8(4+63\pi)\eta}{3087\pi^3}, & \frac{8(36+77\pi)\eta}{3773\pi^3} \\ \frac{8(-20+9\pi)\eta}{729\pi^3}, & \frac{8(4+9\pi)\eta}{729\pi^3}, & \frac{8(-28+45\pi)\eta}{3645\pi^3}, & \frac{8(4+63\pi)\eta}{5103\pi^3}, & \frac{16\left(\frac{6561\pi^4}{64} + \frac{\eta(27\pi-8)}{36\pi}\right)}{81\pi^2}, & \frac{8(-4+99\pi)\eta}{8019\pi^3} \\ \frac{8(-20+11\pi)\eta}{1331\pi^3}, & \frac{8(28+33\pi)\eta}{3993\pi^3}, & \frac{8(-12+55\pi)\eta}{6655\pi^3}, & \frac{8(36+77\pi)\eta}{9317\pi^3}, & \frac{8(-4+99\pi)\eta}{11979\pi^3}, & \frac{16\left(\frac{14641\pi^4}{64} + \frac{\eta(33\pi+8)}{44\pi}\right)}{121\pi^2} \end{bmatrix}$$

Fonte: BUFFONI E SILVA (2006).

A matriz da Figura 9 possibilita determinar os autovalores para quando se tem 6 graus de liberdade, BUFFONI E SILVA (2006) faz o cálculo dela por meio de uma subrotina.

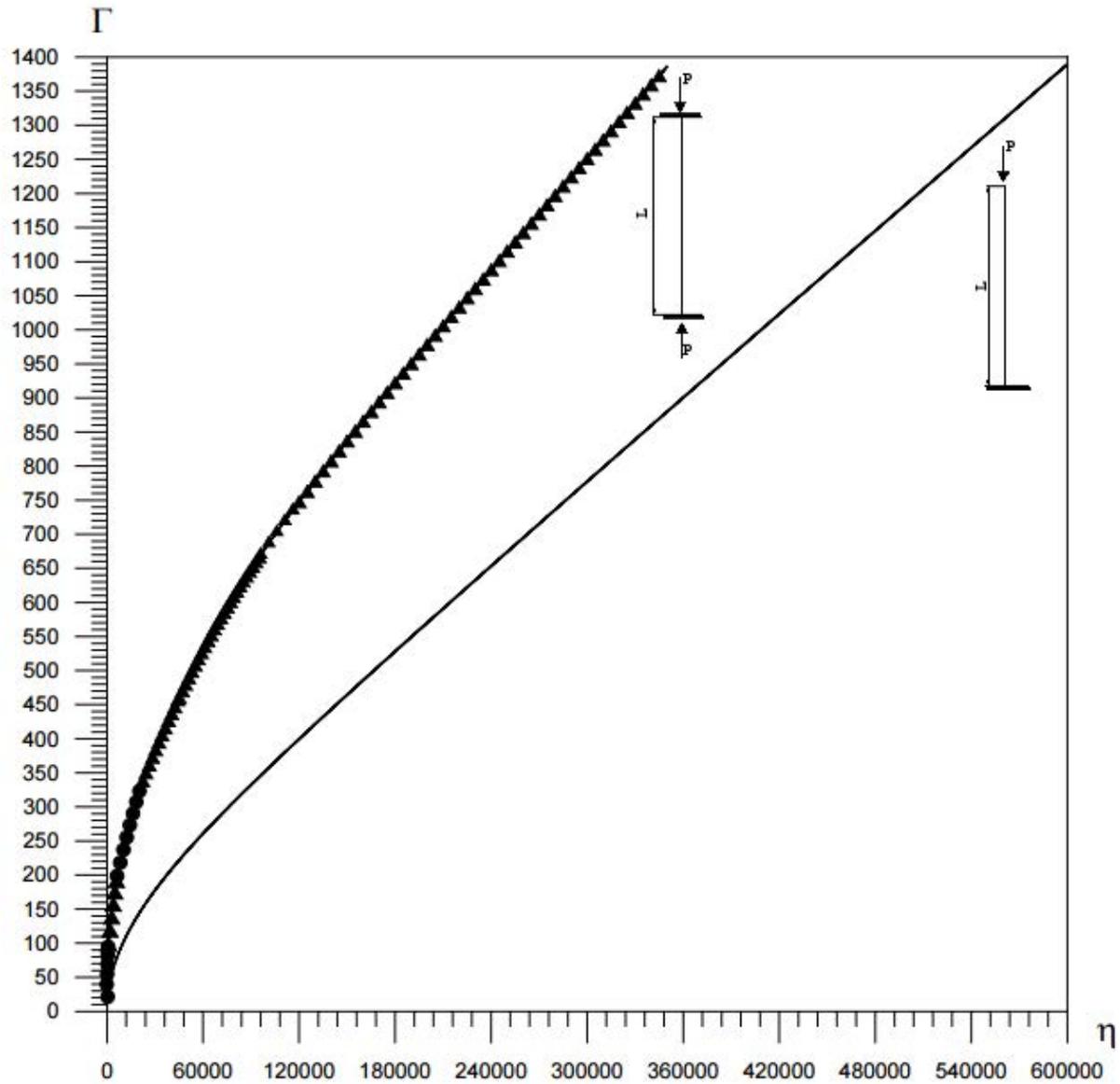
Figura 10: Curva de Γ_1 vs. η_1 considerando a barra sem ou com emendas.



Fonte: BUFFONI E SILVA (2006).

Pode-se verificar que, a partir de um alto nível de rigidez, a carga de flambagem cresce quase que linearmente com a rigidez dos estribos.

Figura 11: Curva de Γ vs. η obtida a partir da matriz de dimensão 6 mostrada na figura 9.



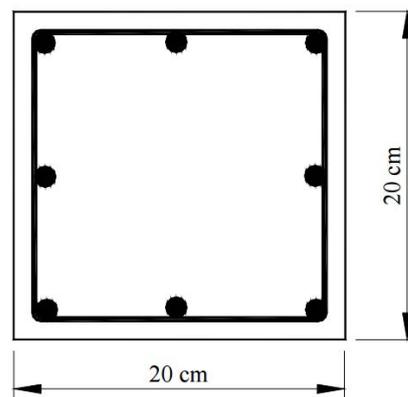
Fonte: BUFFONI E SILVA (2006).

3. ASPECTOS METEOLÓGICOS

Dessa forma, partindo do proposto por BUFFONI E SILVA (2006), foi desenvolvida uma planilha em Excel, com o objetivo de agilizar os cálculos do método exposto e confrontar resultados com o que é proposto pela NBR 6118:2014, para o caso com e sem emendas nas barras longitudinais. Foi escolhido fazer o uso do Excel uma vez que a interface é bem intuitiva e a transposição do roteiro de cálculo do método para o programa é feita de forma simplificada e, ao mesmo tempo, precisa.

Para confrontar os resultados foi usado um pilar de seção quadrada como exemplo, tanto para analisar quando ocorre emendas ou não. A Figura 12 mostra como é a seção que foi adotada para o exemplo numérico.

Figura 12: Seção adotada para o cálculo do estribo.



Fonte: BUFFONI E SILVA (2006).

Além da seção, foram adotados outros dados com a finalidade de padronizar os resultados e facilitar a análise dos mesmos. Os seguintes dados foram adotados para fins de cálculos:

$$f_y = 502 \frac{N}{mm^2};$$

$$L = 1200 \text{ mm};$$

$$\varphi_l = 12,5 \text{ mm} \quad e$$

$$A_s = \pi \frac{\varphi_l^2}{4} = 122,7 \text{ mm}^2.$$

onde

f_y é a tensão de escoamento;

L é o comprimento do pilar;

φ_1 é o diâmetro da armadura longitudinal e

A_s é a área da seção da armadura longitudinal.

O aço adotado foi o CA-50 com $E = 210000 \text{ N/mm}^2$.

Com posse desses dados já é possível iniciar os cálculos, tanto com base na NBR6118:2003, quanto pelo método proposto por BUFFONI E SILVA (2006).

3.1 CÁLCULOS BASEADOS NAS RECOMENDAÇÕES DA NBR 6118:2003

Pela NBR 6118 a rotina de cálculo é feita a partir da equação (3) e equação (4), lembrando que o aço adotado é o CA-50. A partir disso tem-se:

$$\varphi_t = 5 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

Como foi citado no Capítulo 2 desse trabalho, a NBR 6118:2014 estabelece critérios que também servem como recomendações para a adoção do estribo para o problema em questão. Porém, por se tratar de recomendações, o resultado que se atinge pode não ser o mais racional.

A NBR 6118:2003 não especifica se os critérios adotados podem ser utilizados para os casos com ou sem emenda. No presente trabalho e em BUFFONI E SILVA (2006) foi assumido que os valores podem ser utilizados para ambas as situações.

3.2 CÁLCULOS FEITOS PELO MÉTODO PROPOSTO BUFFONI E SILVA (2006)

O cálculo pelo método apresentado é feito seguindo o passo a passo descrito no capítulo anterior, na subseção 2.1.3.3, e é mostrado a seguir:

- 1) A partir do valor da tensão de escoamento podemos encontrar o valor a carga aplicada na seção do pilar.

$$N_k = \frac{f_y A_s}{\gamma} = \frac{502 \cdot 122,7}{1,15} = 53569,28 \text{ N}$$

- 2) Com o valor de N_k podemos calcular carga de flambagem (N_d), adotando-se $\gamma = 1,2$.

$$N_d = N_k \gamma = \left(\frac{f_y}{1,15} \cdot A \right) \gamma = 53569,28 \cdot 1,2 = 64283,13 \text{ N}$$

- 3) Logo é possível calcular o parâmetro de carga Γ_1 a partir da equação (23).

$$\Gamma_1 = \frac{N_d L^2}{E \varphi_t^4} = \frac{64283,12 \cdot (1200)^2}{210000 \cdot (12,5)^4} = 18,06$$

- 4) Então é obtido o valor do parâmetro de rigidez do estribo a partir do gráfico da Figura 10.

$$\Gamma_1 = 18,06 \xrightarrow{\text{Figura 10}} \eta_1 = 146,34$$

- 5) Com o valor obtido no gráfico da Figura 10 e com a equação (22), pode-se estabelecer a relação entre o espaçamento (s) e o diâmetro do estribo (φ_t), mostrada na equação (24).

$$\frac{\varphi_t}{s} = \frac{(12,5)^4}{1200} \sqrt{146,34 \cdot (139,9)^3} = 4,71$$

- 6) Se adotarmos um valor para o espaçamento entre estribos de 150 mm, como foi recomendado pela norma, podemos encontrar um valor para o diâmetro do estribo.

$$\varphi_t = 5,15 \text{ mm}$$

Logo, podemos notar que é possível fazer iterações a partir de um valor de espaçamento pré-estabelecido, podendo calcular um valor para o diâmetro do estribo, em alguns casos, mais econômico.

3.3 OS CÁLCULOS FEITOS PELA PLANILHA DESENVOLVIDA

A planilha desenvolvida teve como finalidade agilizar os cálculos do modelo proposto no trabalho de BUFFONI E SILVA (2006), uma vez que no trabalho do autor ele se utiliza de um software de linguagem específica e que requer um conhecimento prévio em linguagem computacional, fazendo com que o input de valores seja mais difícil de ser feito pelo usuário comum. Dessa forma, pela planilha eletrônica, o contato com o usuário é feito de forma mais amigável e facilitada.

Basicamente o que foi feito na planilha é o passo a passo recomendado no trabalho de BUFFONI E SILVA (2006), porém transposto para a planilha.

Para a utilização da planilha deve ser seguido o seguinte esquema:

- 1) Devem ser inseridos os dados de entrada na caixa “Dados iniciais”, nos campos onde a fonte possui cor verde, como mostra a Figura 13.
- 2) Em seguida todo o processo de cálculo é feito, retornando os valores para as incógnitas do processo proposto por BUFFONI E SILVA (2006) N_k , N_d , Γ_1 e η_1 , como mostra a sequência de cálculo indicado pelas setas, como mostrado na Figura 14.
- 3) Com os valores obtidos é possível calcular o diâmetro da armadura transversal a partir de um espaçamento entre estribos adotado, como é mostrado na Figura 15.
- 4) Por fim é possível fazer a comparação entre os resultados obtidos, tanto para os critérios da NBR 6118:2003 quanto para o método proposto por BUFFONI E SILVA (2006), como mostra a Figura 16.

Figura 13: Dados de entrada da planilha.

Dados iniciais			Dados iniciais		
Cobrimento	0 mm		Cobrimento	17,5 mm	
φ_l	0 mm		φ_l	12,5 mm	
φ_t	0 mm		φ_t	6,3 mm	
b	0 mm		b	200 mm	
h	0 mm		h	200 mm	
d	0 mm		d	139,9 mm	
L	0 mm		L	1200 mm	
A_s	0,00 mm ²		A_s	122,72 mm ²	
γ	0		γ	1,2	
E	0 N/mm ²		E	210000 N/mm ²	
f_y	0 N/mm ²		f_y	502 N/mm ²	

Fonte: Elaboração própria.

A Figura 13 mostra os campos que devem ser preenchidos, os campos que possuem fonte em vermelho não requerem entrada de dados, uma vez que são calculados automaticamente.

Figura 14: Sequência de cálculo feita pela planilha indicada através das setas azuis.

Cálculo do esforço de cálculo			Cálculo do Parâmetro de Carga		
N_k	53569,28 N		Γ_1	18,06	
N_d	64283,13 N				
			Obtenção do Parametro de Rigidez		
			η_1	148	

Fonte: Elaboração própria.

Figura 15: Cálculo da armadura do estribo em função do espaçamento fornecido pelo usuário.

Resultados				
Γ_1	η_1	s (espaçamento)	φ_t calculado	φ_t comercial
		mm	mm	mm
18,06	148	150	5,17	6,3

Fonte: Elaboração própria.

Na Figura 15 podemos observar o valor calculado em função do espaçamento fornecido como dado de entrada, de 150 mm. Dessa forma é feito o cálculo do diâmetro do estribo, sendo de 5,17 mm. Como o valor comercial mais próximo é de 6,13 mm, a planilha fornece o valor comercial na última coluna, que é o qual deve ser adotado no projeto do pilar.

Figura 16: Comparação entre os valores obtidos com os estabelecidos pela norma.

Comparação		
	φ_t	s (espaçamento)
NBR 6118:2003	<u>5</u>	<u>150</u>
Buffoni e Silva (2006)	<u>6,3</u>	<u>150</u>

Fonte: Elaboração própria

A planilha faz o cálculo de maneira imediata a partir dos valores de entrada, tanto para os critérios da NBR 6118:2014, quanto para o que foi proposto em BUFFONI E SILVA (2006). Dessa forma pode-se obter um valor para o diâmetro do estribo apenas alterando o espaçamento entre eles, isso com os dados de entrada fixos, porém para fins de comparação o espaço entre estribos foi fixado em 150 mm.

A princípio o cálculo apenas para o caso sem a presença de emendas, porém para o outro caso basta seguir os mesmos procedimentos, de forma que só é necessário alterar o valor do grau de rigidez do estribo na planilha.

4. RESULTADOS DA PESQUISA

O principal objetivo desse trabalho era encontrar uma metodologia ou rotina de cálculo capaz de efetuar com precisão o dimensionamento da armadura transversal em pilares, dimensionamento desse que deveria levar em conta, principalmente, a carga aplicada sobre o pilar. Como foi dito anteriormente não há muitas fontes sobre o assunto na literatura existente, sendo uma das poucas o trabalho de BUFFONI E SILVA (2006), que propõe exatamente o conceito de dimensionamento o qual se desejava alcançar.

Com isso o próximo passo foi, através de uma ferramenta de fácil utilização, agilizar esse modelo de cálculo proposto e verificar sua veracidade confrontando os dados com o que a NBR 6118:2003 propõe e o que foi calculado por BUFFONI E SILVA (2006). Como pode ser visto no Capítulo 3, a utilização da planilha pode ser feita com êxito, uma vez que os resultados apresentados na Figura 15 são os mesmos apresentados no trabalho de BUFFONI

E SILVA (2006), dessa forma provando que a planilha está alinhada com o método estudado nesse trabalho.

Podemos observar que os resultados baseados nas recomendações da NBR 6118:2003, para a armadura transversal do pilar exemplo, podem ser considerados como valores extremos para o caso, uma vez que a partir da carga aplicada e do espaçamento de 150 mm, o valor que o método de cálculo de BUFFONI E SILVA (2006), que é mais preciso, mostra um estribo com diâmetro maior, de 6,30 mm, contra o de 5 mm que o apresentado pela norma, como pode ser observado na Figura 16. Dessa forma é possível também notar que o método estudado também é a favor da segurança e, em alguns casos pode ser feito um cálculo racional do estribo, como é apresentado por BUFFONI E SILVA (2006), quando é feito a comparação com os dados do método com os valores presentes na literatura para os pilares presentes no trabalho de QUEIROGA E GIONGO (2000).

Com a planilha é possível saber qual o espaçamento mínimo para um determinado diâmetro de estribo. Isso pode ser feito adotando-se valores para o espaçamento até que o valor do diâmetro comercial mude para o próximo superior, o que é possível através da tabela mostrada na Figura 15. Para a armadura transversal de 6,3 mm de diâmetro, com os dados do pilar exemplo, o valor limite do espaçamento entre estribos para esse diâmetro é de 331 mm. Pode-se dizer então que uma metodologia para o dimensionamento de armadura transversal, levando-se em conta a carga aplicada sobre o pilar, foi encontrada. A rotina de cálculo foi estabelecida, a partir do trabalho de BUFFONI E SILVA (2006), e adaptada para o uso em planilha eletrônica, foi possível, dessa forma, agilizar os cálculos para o problema proposto.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como foi mencionado anteriormente, o objetivo do trabalho foi alcançado com êxito, mesmo com as poucas fontes disponíveis. Porém o assunto é muito mais abrangente e pode se estender para vários casos além do pilar de seção quadrada. No trabalho de BUFFONI E SILVA (2006) é feito o cálculo também para o caso de seções de grandes dimensões, o que no caso mudaria o valor da rigidez K dos estribos, o que mudaria toda a rotina de cálculo dentro da planilha, fugindo do escopo desse trabalho preliminar,

Pode-se dizer que o próximo passo seria a adaptação da planilha para os casos de pilares de grandes seções, de modo a agilizar o cálculo na escolha do arranjo da armadura transversal e, conseqüentemente, na determinação da rigidez K dos estribos. Além disso o cálculo da planilha pode ser expandido para o caso da presença de emendas que, pode-se dizer de maneira precipitada, o cálculo do estribo pode ser feito de maneira mais racional, isso baseado no trabalho de BUFFONI E SILVA (2006).

Por fim o trabalho desenvolvido pode ser aprofundado ainda mais dentro do que foi proposto por BUFFONI E SILVA (2006), de modo a expandir o que foi apresentado ou até mesmo contribuir com o tema em questão.

REFERÊNCIAS

ALVA, G. M. S; DEBS, A. L. H. C. E.; GIONGO, J. S. **Concreto armado**: projeto de pilares segundo a NBR 6118:2003. 2008, USP – EESC – SET, São Carlos. Disponível em:

<<http://www.gdace.uem.br/romel/MDidatico/EstruturasConcretoII/Projeto%20de%20pilares%20segundo%20a%20NBR%2061182003%20%20Alva;%20El%20Debs;%20Giongo%20-%20Fev2008.pdf>>. Acesso em: 23 de jun.2015.

BUFFONI, S. S. O.; SILVA, R. R. E. **Estudo da flambagem de armaduras longitudinais em pilares de concreto armado**. 2004.. 249p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004. Disponível em:<www.maxwell.vrac.puc-rio.br/Busca_etds.php?strSecao=resultado&nrSeq=5517@1>. Acesso em: 20 de nov.2015.

PARISENTI, R. **Prescrições de cálculo e detalhamento de pilares - NBR-6118:2003**. 2010. Disponível em:
 <http://faq.altoqi.com.br/content/288/697/pt-br/prescri%C3%A7%C3%B5es-de-c%C3%A1lculo-e-detalhamento-de-pilares--nbr_61182003.html>. Acesso em: 13 de jun.2015.

SCADELAI, M. A.; PINHEIRO, L., M. **Estruturas de concreto**, 2005. 32p. USP, EESC, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos - SP. Disponível em:
 < <http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec802/Pilares/16%20Pilares.pdf>>. Acesso em: 16 de jun.2015.

THOMAZ, E. C. S. **Espaçamento máximo entre os estribos de pilares, segundo Emil Moersch**, 2001. Disponível em:
 <http://aquarius.ime.cb.br/~webde2/prof/ethomaz/moersch/espacamento_entre_estribos_de_pilar.pdf>. Acesso em: 12 de jul.2015.