

CURSO DE
CONCRETO ARMADO

Volume 3

JOSÉ MILTON DE ARAÚJO

Professor Titular – Escola de Engenharia da FURG
Doutor em Engenharia

CURSO DE
CONCRETO ARMADO

Volume 3

Editora DUNAS

CURSO DE CONCRETO ARMADO

© Copyright Editora DUNAS

A663c Araújo, José Milton de
Curso de concreto armado / José Milton
de Araújo. - Rio Grande: Dunas, 2014. v.3, 4.ed.

Bibliografia

1. Concreto armado. I. Título

CDU 624.012.45

CDD 624.1834

ISBN do volume 3: 978-85-86717-16-1

ISBN da coleção: 978-85-86717-13-0

Editora DUNAS

Rua Tiradentes, 105 - Cidade Nova

96211-080 RIO GRANDE - RS - Brasil

www.editoradunas.com.br

e-mail: contato@editoradunas.com.br

4ª edição, Maio/2014

APRESENTAÇÃO

Este Curso de Concreto Armado é dirigido aos estudantes de graduação em Engenharia Civil e aos profissionais ligados à área de projeto estrutural. Para uma melhor apresentação, a obra foi dividida em quatro volumes, com uma sequência que nos parece apropriada do ponto de vista didático.

Não é nossa intenção abordar todos os aspectos relativos ao tema, o que seria impraticável em virtude de sua abrangência. Nosso único objetivo é apresentar um curso completo e atualizado sobre os métodos de cálculo das estruturas usuais de concreto armado. Em particular, o Curso é dedicado ao projeto das estruturas dos edifícios.

Nesta quarta edição de Curso de Concreto Armado, fizemos diversas alterações para acompanhar os novos procedimentos da última versão da NBR-6118, aprovada no final de 2013. Essa nova versão da norma passou a considerar os concretos de alta resistência, o que exigiu a adaptação dos procedimentos de dimensionamento à flexão simples e à flexão composta. Para isto, foram alterados os limites dos domínios de dimensionamento e os parâmetros do diagrama tensão-deformação do concreto. Procuramos preservar ao máximo a notação utilizada anteriormente, porém, devido à consideração de dois grupos de concreto, grupo I e grupo II, o equacionamento tornou-se um pouco mais complexo.

A nova NBR-6118 alterou, também, as dimensões mínimas dos pilares, as espessuras mínimas das lajes maciças, e passou a exigir uma maior segurança para as lajes em balanço, dentre outras inovações. Além disso, introduzimos diversas modificações de forma e conteúdo, como no dimensionamento dos blocos de fundação, nas armaduras mínimas de sapatas e vigas-parede, no cálculo das aberturas das fissuras incluindo os efeitos das deformações impostas, etc. Enfim, esta edição sofreu uma completa reestruturação em relação à edição anterior.

José Milton

PLANO DA OBRA

Volume 1: Propriedades dos materiais para concreto armado. Durabilidade das estruturas de concreto. Fundamentos de segurança. Flexão normal simples: dimensionamento e verificação de seções retangulares e seções T. Esforço cortante. Ancoragem e emendas das armaduras.

Volume 2: Cálculo de lajes maciças. Cálculo de vigas. Estados limites de utilização.

Volume 3: Flexo-compressão normal e oblíqua: dimensionamento e verificação de seções. Cálculo de pilares curtos e moderadamente esbeltos. Pilares-parede. Pilares esbeltos. Ações horizontais nas estruturas de contraventamento.

Volume 4: Dimensionamento à torção. Flexo-tração. Escadas. Vigas-parede e consolos. Reservatórios. Lajes nervuradas. Lajes de concreto. Fundações. Projeto em situação de incêndio.

SUMÁRIO

1. CONSIDERAÇÕES SOBRE A ESTABILIDADE DOS PILARES.....	1
1.1 - A equação diferencial de equilíbrio dos pilares	1
1.2 - Condições de contorno.....	5
1.3 - Solução da equação diferencial	6
1.4 - Pilar com momentos nas extremidades.....	10
1.5 - Estabilidade dos pilares de concreto armado	14
1.6 - Hipóteses básicas do dimensionamento	16
2. DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL.....	21
2.1 - Apresentação do problema.....	21
2.2 - Seção retangular com armadura distribuída	24
2.3 - Cálculo das tensões nas armaduras	27
2.4 - Cálculo da resultante de compressão no concreto.....	32
2.5 - Equações de equilíbrio	33
2.6 - Cálculo da posição da linha neutra.....	37
2.7 - Elaboração do programa computacional	39
2.8 - Tabelas para dimensionamento	41
2.9 - Exemplos de dimensionamento.....	42
3. DIAGRAMAS DE INTERAÇÃO NA FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL	49
3.1 - O emprego de diagramas de interação	49
3.2 - Obtenção dos diagramas de interação	50
3.3 - Armadura teoricamente desnecessária	52
3.4 - Fórmulas aproximadas de dimensionamento	53
3.5 - Escolha da disposição das barras	56
4. ANÁLISE DA FLEXO-COMPRESSÃO OBLÍQUA.....	59
4.1 - Apresentação do problema.....	59
4.2 - Equações de equilíbrio	60
4.3 - Rotação do sistema de eixos.....	63

4.4 - Cálculo das tensões nas barras da armadura	66
4.5 - Determinação da parte da seção comprimida com o diagrama retangular	67
4.6 - Verificação da capacidade resistente.....	70
5. DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO OBLÍQUA	77
5.1 - O problema do dimensionamento	77
5.2 - Determinação da inclinação da linha neutra.....	79
5.3 - Cálculo da área de aço.....	83
5.4 - Exemplos ilustrativos	84
5.5 - Tabelas para dimensionamento de seções retangulares.....	87
5.6 - Processos simplificados de dimensionamento	89
6. CONSIDERAÇÕES SOBRE O CÁLCULO DOS PILARES DE CONCRETO ARMADO.....	91
6.1 - Introdução	91
6.2 - Estruturas indeslocáveis ou de nós fixos.....	93
6.3 - Determinação do índice de esbeltez	104
6.4 - Classificação dos pilares quanto à esbeltez.....	108
6.5 - Processos simplificados para a consideração dos efeitos de segunda ordem	113
6.6 - Consideração da fluência do concreto.....	123
6.7 - Efeito de segunda ordem nos pilares-parede	127
6.8 - Flambagem local das lâminas dos pilares-parede.....	129
6.9 - Dimensionamento de pilares-parede incluindo os efeitos da flambagem local.....	140
6.10 - Imperfeições geométricas localizadas em pilares-parede ...	146
7. CÁLCULO DOS PILARES CONTRAVENTADOS	153
7.1 - Introdução	153
7.2 - Situações de projeto dos pilares	153
7.3 - Situações de cálculo dos pilares	158
7.4 - Exemplos de dimensionamento.....	169
7.5 - Simplificações para os pilares contraventados dos edifícios.....	188

8. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	197
8.1 - Considerações gerais	197
8.2 - Dimensões mínimas das seções dos pilares.....	197
8.3 - Armadura longitudinal	198
8.4 - Armadura transversal	200
8.5 - Cobrimento da armadura.....	204
8.6 - Proteção contra a flambagem das barras	205
8.7 - Emendas das barras	207
8.8 - Desenho de armação dos pilares	215
9. PILARES ESBELTOS	217
9.1 - Introdução	217
9.2 - Deslocamentos em barras esbeltas	219
9.3 - Relação deformação-deslocamentos	221
9.4 - O princípio dos trabalhos virtuais	222
9.5 - O método dos elementos finitos	224
9.6 - Implementação computacional do método dos elementos finitos.....	230
10. ANÁLISE DAS ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO	243
10.1 – Introdução.....	243
10.2 – Processo simplificado para repartição das forças horizontais.....	244
10.3 – Imperfeições geométricas globais dos edifícios	254
10.4 – Análise de pórticos através do modelo contínuo	258
10.5 – Interação entre painéis de contraventamento com comportamentos distintos	263
10.6 – Processo rigoroso para repartição das forças horizontais ...	268
10.7 – Análise de uma subestrutura de contraventamento	278
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	287
APÊNDICE 1: Tabelas para dimensionamento à flexo-compressão normal	291
APÊNDICE 2: Tabelas para dimensionamento à flexo-compressão oblíqua.....	325

Capítulo 1

CONSIDERAÇÕES SOBRE A ESTABILIDADE DOS PILARES

1.1 - A equação diferencial de equilíbrio dos pilares

Considere-se o pilar indicado na fig. 1.1.1, submetido a uma força normal P e a uma carga transversal q . Por hipótese, a força de compressão P é constante ao longo do eixo do pilar e a flexão ocorre no plano de simetria $x - z$.

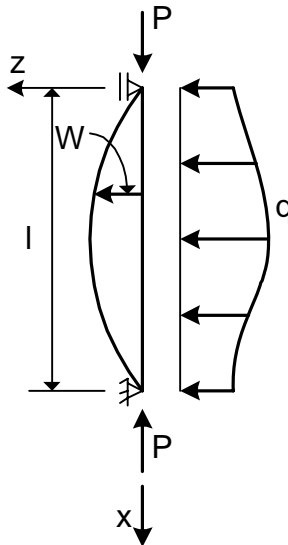


Fig. 1.1.1 - Carregamento do pilar

Com a aplicação do carregamento, a barra se deforma de modo que a flecha em uma seção transversal genérica é $W = W(x)$. Nessa seção atuam a força de compressão P , o momento fletor M e a

força transversal Q . Em uma seção vizinha, afastada de uma distância infinitesimal dx , o momento fletor e a força transversal sofrem variações infinitesimais. A flecha da barra também sofre um incremento infinitesimal. Porém, a força P permanece inalterada, conforme indicado na fig. 1.1.2.

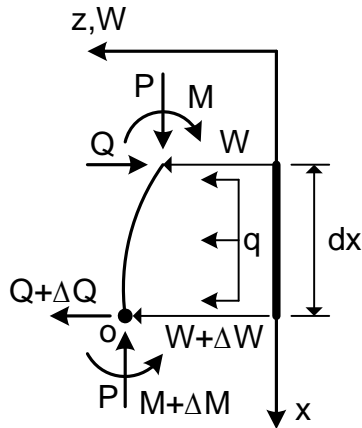


Fig. 1.1.2 - Forças em um elemento infinitesimal

As variações dos esforços e da flecha, indicadas na fig. 1.1.2, são dadas por

$$\Delta M = \frac{dM}{dx} dx; \quad \Delta Q = \frac{dQ}{dx} dx; \quad \Delta W = \frac{dW}{dx} dx \quad (1.1.1)$$

Fazendo o equilíbrio das forças na direção z , tem-se

$$Q - qdx - \left(Q + \frac{dQ}{dx} dx \right) = 0 \quad (1.1.2)$$

onde foi substituída a expressão de ΔQ dada na equação (1.1.1).

Eliminando os termos comuns na equação (1.1.2), chega-se a

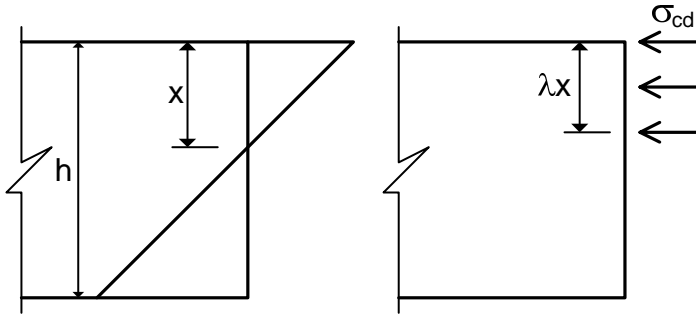


Fig. 1.6.1 - Distribuição das tensões no concreto

Empregando o diagrama retangular, considera-se que a tensão no concreto seja igual a $\sigma_{cd} = \alpha_c f_{cd}$, desde a borda mais comprimida da seção até uma distância λx , onde x é a profundidade da linha neutra.

Os parâmetros α_c e λ têm as seguintes expressões, em função da resistência característica à compressão f_{ck} :

$$\alpha_c = 0,85, \text{ se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (1.6.1)$$

$$\alpha_c = 0,85 \left[1 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \right], \text{ se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (1.6.2)$$

$$\lambda = 0,8, \text{ se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (1.6.3)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400}, \text{ se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (1.6.4)$$

As equações (1.6.1) e (1.6.2) se aplicam quando a largura da seção transversal, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida (caso de seções retangulares em flexão normal, por exemplo). Nos casos contrários, quando a largura da zona comprimida diminuir na direção da fibra extrema

Capítulo 2

DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL

2.1 - Apresentação do problema

Flexo-compressão é uma solicitação composta por um momento fletor e por um esforço normal de compressão. Quando a flexão se dá em um plano contendo os eixos de simetria das seções transversais do elemento estrutural, a solicitação é denominada flexo-compressão normal.

Na flexo-compressão normal, a profundidade da linha neutra, medida em relação a uma borda da seção transversal, é uma incógnita do problema. Entretanto, a orientação da linha neutra é conhecida, já que ela será sempre perpendicular ao plano de ação do momento fletor.

Esse tipo de solicitação é representado na fig. 2.1.1 para uma seção transversal retangular.

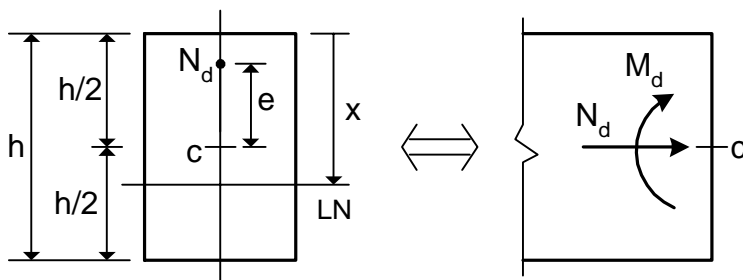


Fig. 2.1.1 - Seção transversal sob flexo-compressão normal

Na fig. 2.1.1, h é a altura da seção transversal e c representa o centroide da seção de concreto. A força normal de compressão,

Capítulo 3

DIAGRAMAS DE INTERAÇÃO NA FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL

3.1 - O emprego de diagramas de interação

No capítulo anterior, foi apresentada a formulação para o dimensionamento à flexo-compressão normal de seções retangulares com armadura distribuída simetricamente ao longo do seu contorno. Apesar de as equações terem sido particularizadas para as seções retangulares, sua generalização para outras formas de seções é um trabalho relativamente simples. Isto feito, pode-se facilmente ampliar o programa computacional.

Admitindo-se como sendo válidas as hipóteses introduzidas na formulação, o desenvolvimento apresentado é matematicamente correto e leva à solução exata do problema. Evidentemente, essa solução só pode ser obtida iterativamente e, para isto, necessita-se de um programa de computador.

A solução do problema também pode ser obtida quando se dispõe de tabelas para o dimensionamento imediato, como as tabelas apresentadas no Apêndice 1. Deve ser salientado que o único erro que, eventualmente, pode ser cometido ao se utilizar essas tabelas é o decorrente das interpolações que são feitas para o cálculo da armadura.

Alternativamente, o dimensionamento pode ser feito com o emprego de diagramas de interação. Neste caso, o único erro cometido é o decorrente da leitura efetuada no diagrama. A opção por uma tabela de dimensionamento ou por um diagrama de interação é simplesmente uma questão de preferência.

Um diagrama de interação é um conjunto de curvas representadas no sistema de eixos dos esforços reduzidos ($\nu - \mu$). Cada curva, correspondendo a uma dada taxa mecânica de armadura ω , representa o lugar geométrico dos pares de esforços (μ, ν) que levam a seção ao estado limite último.

Os diagramas de interação podem ser obtidos de maneira exata, porém, somente ponto a ponto, através de um procedimento numérico. Uma vez elaborados, os diagramas de interação podem ser empregados para o dimensionamento.

3.2 - Obtenção dos diagramas de interação

Considere-se uma seção retangular de concreto armado, com armaduras distribuídas em várias camadas e submetida à flexo-compressão normal. Conforme foi mostrado no capítulo 2, a equação de equilíbrio de forças é dada em (2.5.5).

Se a taxa mecânica de armadura for conhecida, a equação (2.5.5) depende apenas da variável ξ que representa a profundidade da linha neutra em termos adimensionais. Essa equação é do tipo $f(\xi) = 0$, onde a função $f(\xi)$ é dada por

$$f(\xi) = \nu - r_c - \frac{\omega}{nf_{yd}} \sum_{i=1}^{n'} n_i \sigma_{sdi} \quad (3.2.1)$$

Esse problema é idêntico ao apresentado no capítulo 2 só que, agora, a função $f(\xi)$ é diferente (comparar as equações (2.6.1) e (3.2.1)). Logo, pode-se empregar o processo da bissecante para encontrar a raiz ξ da função dada em (3.2.1). Com isto, obtém-se a posição da linha neutra que garante o equilíbrio entre o esforço normal reduzido solicitante, ν , e os esforços resistentes.

Encontrado ξ , obtém-se o momento fletor reduzido solicitante, μ , com o emprego da equação de equilíbrio de momentos (equação (2.5.8)), na forma

$$\mu = 0,5\nu - r_c \beta_c - \frac{\omega}{nf_{yd}} \sum_{i=1}^{n'} n_i \beta_i \sigma_{sdi} \quad (3.2.2)$$

Uma vez que as equações (3.2.1) e (3.2.2) foram obtidas respeitando-se os domínios de dimensionamento, significa que os esforços solicitantes (μ, ν) são equilibrados no estado limite último.

Capítulo 4

ANÁLISE DA FLEXO-COMPRESSÃO OBLÍQUA

4.1 - Apresentação do problema

A flexo-compressão oblíqua é a sollicitação composta por um esforço normal de compressão agindo fora dos eixos de simetria da seção transversal. Quando o esforço normal atua em um eixo de simetria da seção de concreto, mas o arranjo das barras não é simétrico em relação a esse eixo, a flexão também é oblíqua. Por último, a flexão será sempre oblíqua quando a própria seção não possuir um eixo de simetria.

Nesses casos, ao contrário da flexo-compressão normal, tanto a profundidade da linha neutra, quanto a sua orientação, são desconhecidas. Em geral, a linha neutra não é perpendicular ao plano de ação do momento fletor. Assim, surge uma nova incógnita no problema, o que torna sua solução bastante complexa.

Na fig. 4.1.1, apresenta-se uma seção retangular de concreto armado submetida à flexo-compressão oblíqua.

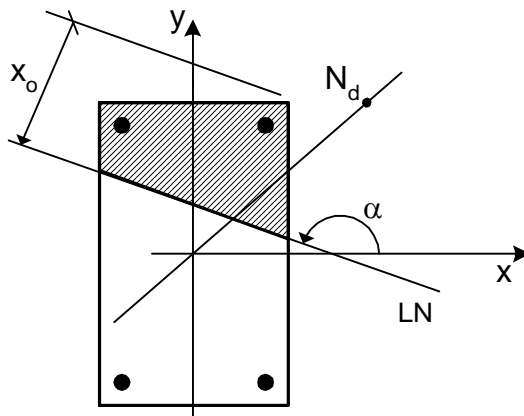


Fig. 4.1.1 - Seção transversal sob flexo-compressão oblíqua

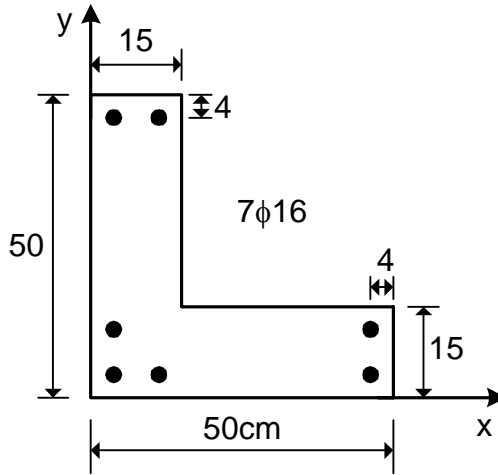


Fig. 4.6.1 - Seção transversal em forma de L

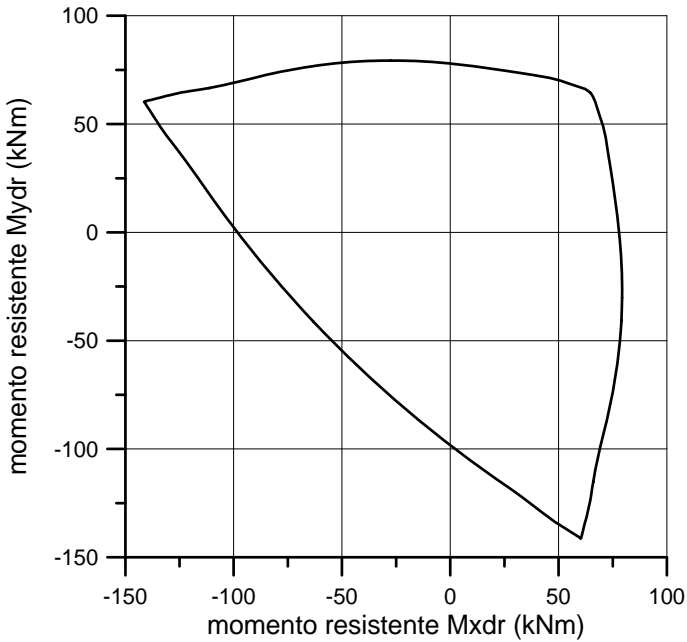


Fig. 4.6.2 - Diagrama de interação na flexo-compressão oblíqua (seção em forma de L)

Capítulo 5

DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO OBLÍQUA

5.1 - O problema do dimensionamento

Conforme foi salientado no capítulo 4, na flexo-compressão oblíqua não se conhece *a priori* a orientação da linha neutra. Somente em casos particulares, o ângulo α de inclinação da linha neutra é conhecido de imediato (casos de flexo-compressão normal). Dessa forma, para caracterizar a linha neutra é necessário conhecer sua profundidade x_o e sua inclinação α em relação ao eixo x .

No dimensionamento da seção, são fornecidos os esforços solicitantes de cálculo N_d , M_{xd} e M_{yd} e as incógnitas envolvidas nas três equações de equilíbrio são x_o , α e A_s . Este problema só pode ser resolvido por tentativas.

De fato, o que se pode fazer é uma sequência de verificações com diversos valores da área de aço A_s . Para cada valor de A_s , determina-se o terno de esforços resistentes (N_d, M_{xdr}, M_{ydr}) , conforme foi apresentado no capítulo anterior. A armadura procurada é aquela que atende as igualdades $M_{xdr} = M_{xd}$ e $M_{ydr} = M_{yd}$. Na verdade, o processo é repetido até que as diferenças entre os momentos fletores resistentes e os momentos de cálculo sejam menores do que uma tolerância preestabelecida.

A sistematização do dimensionamento pode ser feita da seguinte maneira:

a) Escolhe-se um valor inicial para a área de aço A_s . Com esse valor de A_s , devem-se encontrar α e x_o .

Capítulo 6

CONSIDERAÇÕES SOBRE O CÁLCULO DOS PILARES DE CONCRETO ARMADO

6.1 - Introdução

Os pilares podem ser classificados como curtos, moderadamente esbeltos e esbeltos.

Os pilares curtos são aqueles para os quais não há necessidade de se considerar os efeitos de segunda ordem. Para esses pilares, os esforços solicitantes obtidos na configuração deformada (teoria de segunda ordem) são aproximadamente iguais aos esforços calculados na configuração indeformada (teoria de primeira ordem). Em geral, admite-se que os efeitos de segunda ordem possam ser desprezados quando eles causam um acréscimo nos esforços solicitantes de no máximo 10%.

Para os pilares moderadamente esbeltos, os efeitos de segunda ordem são importantes e não podem ser desprezados. Entretanto, esses efeitos podem ser considerados através de processos simplificados. Em geral, nesses processos, arbitra-se uma configuração deformada para o eixo do pilar e calcula-se o máximo momento fletor solicitante ao longo do eixo. Com o momento máximo e com o esforço normal, dimensiona-se a seção transversal do pilar em flexo-compressão.

Nos pilares esbeltos, os efeitos de segunda ordem são tão importantes que não se pode admitir o emprego de processos simplificados. Para esses pilares é exigida uma análise rigorosa, que leva em conta a não linearidade física decorrente do comportamento mecânico dos materiais, bem como a não linearidade geométrica.

De um modo geral, a maioria dos pilares dos edifícios se enquadra nas categorias de pilares curtos ou moderadamente esbeltos. Somente em poucos casos especiais é que eles devem ser tratados como pilares esbeltos.

6.2 - Estruturas indeslocáveis ou de nós fixos

Uma estrutura apertada de edifício pode ser considerada indeslocável quando, sob a ação de forças horizontais, seus nós sofrem deslocamentos pequenos, que não chegam a introduzir esforços globais de segunda ordem significativos. Entretanto, os esforços de primeira ordem, provocados pelas forças horizontais, devem sempre ser calculados considerando-se a deslocabilidade da estrutura. Apenas os esforços locais de segunda ordem é que podem ser obtidos na hipótese de que a estrutura é indeslocável.

Assim, efetuada a análise linear (teoria de primeira ordem), considera-se cada pilar como uma barra isolada e articulada nas extremidades, onde são aplicados os esforços obtidos na análise linear⁽¹³⁾.

Para garantir a indeslocabilidade, pode ser necessário projetar elementos estruturais especiais, como paredes estruturais ou pilares-parede. A necessidade desses elementos depende basicamente da altura do edifício e de suas cargas.

Edifícios baixos e leves podem dispensar os elementos especiais de contraventamento, pois a própria estrutura apertada principal é suficiente para garantir a indeslocabilidade. Entretanto, deve-se ter uma atenção especial quando a estrutura é projetada em laje cogumelo. Nesse caso, em virtude da ausência das vigas, não há a formação dos verdadeiros pórticos e a rigidez fica reduzida, como se mostra no capítulo 7 do Volume 4. A falta das alvenarias de vedação pode agravar ainda mais o problema.

O grande problema das estruturas deslocáveis é relativo à instabilidade global, já que os deslocamentos horizontais nos vários andares criam excentricidades crescentes da força normal nos pilares. Na fig. 6.2.1, apresentam-se duas situações distintas.

Observando a fig. 6.2.1-a, verifica-se que os momentos fletores nos pilares crescem sensivelmente à medida que se aproxima das fundações. Acrescentando um elemento rígido ao pórtico, os deslocamentos horizontais no nível dos pisos podem ser desprezados, como indicado na fig. 6.2.1-b. Neste caso, os pilares podem ser analisados isoladamente, andar por andar, como se eles fossem engastados elasticamente nos nós e os efeitos de segunda ordem são localizados.

anteriormente, deve-se empregar o modelo de carga uniforme, pois os valores de α_{lim} foram determinados com base nesse modelo.

A rigidez dos três pilares isoladamente é de apenas $3 \times 0,70 E_{cs} I_c = 0,12 \times 10^6 \text{ kNm}^2$, o que mostra a grande influência das vigas na rigidez do conjunto.

Observação:

O Eurocode 2[29] e a norma espanhola EHE[30] adotam a seguinte expressão para α_{lim} , sem distinguir o tipo de elemento de contraventamento:

- para elementos não fissurados:

$$\alpha_{\text{lim}} = \sqrt{\frac{0,62n}{n + 1,6}} \tag{6.2.12}$$

- para elementos fissurados:

$$\alpha_{\text{lim}} = \sqrt{\frac{0,31n}{n + 1,6}} \tag{6.2.13}$$

Esses valores são apresentados na tabela 6.2.2

Tabela 6.2.2 - Valores limites para o parâmetro de instabilidade segundo o EC2 e a EHE

n	Não fissurado α_{lim}	Fissurado α_{lim}
1	0,49	0,35
2	0,59	0,41
3	0,64	0,45
4	0,67	0,47
5	0,69	0,48
10	0,73	0,52
20	0,76	0,54
α_{max}	0,79	0,56

$$e_{2x} = \frac{l_{ex}^2}{10} \frac{0,005}{(\nu_o + 0,5)h_x} \quad ; \quad e_{2y} = \frac{l_{ey}^2}{10} \frac{0,005}{(\nu_o + 0,5)h_y} \quad (6.5.12)$$

onde l_{ex} e l_{ey} são os comprimentos de flambagem do pilar segundo as direções x e y, respectivamente.

Em geral, nos edifícios, $l_{ex} = l_{ey}$.

Para o dimensionamento da seção do pilar, considera-se a força de cálculo F_d aplicada nos pontos 1 e 2, representados na fig. 6.5.5. Essas duas situações para o dimensionamento são denominadas de situações de cálculo.

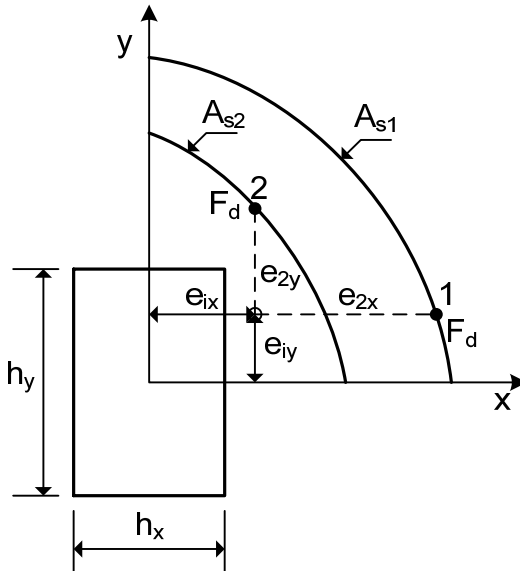


Fig. 6.5.5 – Situações de cálculo em flexo-compressão oblíqua

Na primeira situação de cálculo, consideram-se as excentricidades $e_x = e_{ix} + e_{2x}$ e $e_y = e_{iy}$, o que consiste em aplicar a força F_d no ponto 1 da fig. 6.5.5. Realizando o dimensionamento à flexo-compressão oblíqua, obtém-se a área de aço A_{s1} . Desse modo, o ponto 1 fica situado sobre o diagrama de interação correspondente a essa área de aço.

Na segunda situação de cálculo, consideram-se as excentricidades $e_x = e_{ix}$ e $e_y = e_{iy} + e_{2y}$, o que consiste em aplicar a força F_d no ponto 2 da fig. 6.5.5. Realizando o dimensionamento à flexo-compressão oblíqua, obtém-se a área de aço A_{s2} . O ponto 2 fica situado sobre o diagrama de interação para a área de aço A_{s2} .

A área de aço a ser adotada deve ser a maior entre A_{s1} e A_{s2} . Esse procedimento é utilizado no capítulo 7.

6.6 - Consideração da fluência do concreto

A fluência do concreto pode ter uma importância significativa na capacidade resistente dos pilares. Em virtude da fluência, os deslocamentos transversais do eixo dos pilares crescem com o tempo, aumentando os momentos fletores solicitantes.

Na análise estrutural, a fluência pode ser considerada adequadamente com o emprego de modelos reológicos. Esses modelos são obtidos pela associação de molas e amortecedores, o que permite simular as parcelas das deformações elástica e viscoelástica do concreto. Em geral, adotam-se os modelos básicos de Maxwell ou de Kelvin, ou uma associação dos mesmos, o que dá origem às denominadas cadeias reológicas.

Adotando o modelo de Maxwell para representar o comportamento viscoelástico do concreto e considerando um pilar birrotulado, sem carga transversal nem momentos nas extremidades, mas possuindo uma imperfeição inicial do eixo descrita por uma função senoidal, é possível demonstrar que a fluência causa uma excentricidade adicional dada por

$$e_c = e_1 \left[e^{\frac{\varphi_\infty F_g}{P_e - F_g}} - 1 \right] \quad (6.6.1)$$

onde e_c = excentricidade adicional de fluência; e_1 = excentricidade de primeira ordem da força normal de longa duração F_g ; e = base

$$N_d = 1,4 \times 800 = 1120 \text{ kN}$$

$$M_d = N_d e = 1120 \times 12,49 = 13989 \text{ kNcm}$$

Entrando na tabela A1.2 do Apêndice 1, obtém-se a área total da armadura $A_s = 24,75 \text{ cm}^2$.

Ao ser desprezada a fluência (exemplo da seção 6.5), obteve-se uma área de aço igual a $19,21 \text{ cm}^2$. Logo, a consideração da fluência causou um acréscimo de 29% na armadura, o que mostra a sua importância no dimensionamento. Observa-se que $\lambda = 69 < 90$, o que demonstra que não se pode admitir um critério simplista de dispensa da consideração da fluência sempre que $\lambda < 90$.

6.7 – Efeito de segunda ordem nos pilares-parede

Os pilares de seção transversal composta por retângulos de pequena espessura são, usualmente, denominados de pilares-parede. As faces laterais do pilar são constituídas por placas, dispostas na vertical. Trata-se, portanto, de um pilar com seção de parede fina, que pode ser aberta ou fechada, conforme indicado na fig. 6.7.1.

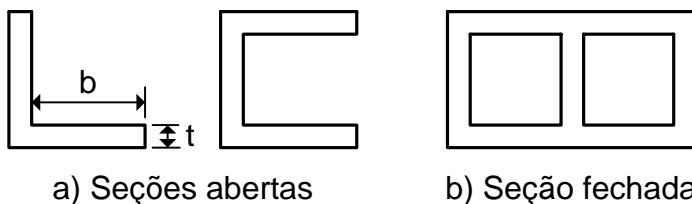


Fig. 6.7.1 – Seções típicas dos pilares-parede

Normalmente, os pilares-parede são encontrados nas caixas das escadas e dos elevadores dos edifícios altos e possuem uma seção transversal aberta. Esses elementos, quando existentes, fazem parte da subestrutura de contraventamento do edifício.

Os pilares-parede de seção fechada, do tipo caixão, são encontrados nas pontes, podendo possuir uma ou mais células.

Em virtude da pequena espessura das paredes, em relação às dimensões totais da seção transversal, consegue-se obter um

Capítulo 7

CÁLCULO DOS PILARES CONTRAVENTADOS

7.1 - Introdução

Conforme foi salientado no capítulo anterior, em uma estrutura podem-se distinguir duas subestruturas que têm finalidades distintas. A primeira, denominada subestrutura de contraventamento, é aquela formada por elementos de maior rigidez, cuja função principal é resistir às ações horizontais. Evidentemente, a subestrutura de contraventamento também resiste a uma parcela do carregamento vertical.

A subestrutura de contraventamento, além de absorver as ações horizontais que atuam na estrutura, deve possuir uma rigidez suficiente para garantir a indeslocabilidade, conforme o critério apresentado no capítulo 6.

A outra subestrutura, denominada subestrutura contraventada, resiste apenas ao carregamento vertical. Os pilares dessa subestrutura, denominados de pilares contraventados, podem ser calculados como se eles fossem apoiados nos níveis das lajes. Assim, os efeitos de segunda ordem nesses pilares são localizados.

Neste capítulo, são apresentadas as situações de cálculo dos pilares contraventados submetidos às cargas verticais. Para cada categoria de pilar é feito um exemplo de dimensionamento. Os mesmos critérios de projeto podem ser empregados para o dimensionamento dos pilares de contraventamento. Entretanto, para os pilares de contraventamento, os momentos iniciais são determinados levando-se em conta as cargas verticais e a ação do vento, conforme é apresentado na referência [16].

7.2 - Situações de projeto dos pilares

Dependendo do seu posicionamento na estrutura, os pilares podem ser classificados como pilares intermediários, pilares de

extremidade ou pilares de canto. A fig. 7.2.1 esclarece essa classificação.

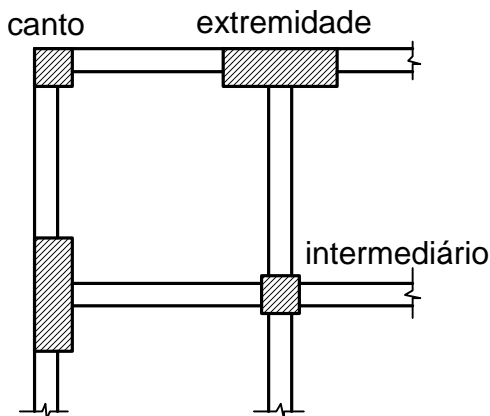


Fig. 7.2.1 - Classificação dos pilares quanto à situação de projeto

Os pilares intermediários são assim denominados por corresponderem a apoios intermediários para as vigas. Considerando apenas o carregamento vertical atuante nas vigas, verifica-se que os momentos que são transmitidos a esses pilares são pequenos e, em geral, podem ser desprezados. Quando os vãos da viga, adjacentes ao pilar, forem muito diferentes entre si, ou quando há significativa diferença no carregamento desses vãos, pode ser necessário considerar os momentos iniciais transmitidos pela viga. Para isto, pode-se empregar o modelo da fig. 7.2.2, considerando um tramo de viga para cada lado do pilar.

Dessa forma, um pilar intermediário contraventado está em uma situação de projeto de compressão centrada, a menos que, por razões construtivas, a força de compressão não atue no seu eixo. Isto pode ocorrer quando há uma variação nas dimensões da seção transversal do pilar ou quando as vigas são excêntricas em relação ao seu eixo (ver referência [16]).

Os pilares de extremidade correspondem a apoios de extremidade para as vigas. Neste caso, os momentos transmitidos pelas vigas devem ser considerados e a situação de projeto é de flexo-compressão normal.

Esses momentos são obtidos resolvendo-se o pórtico ao qual pertencem o pilar e as vigas que nele terminam. Entretanto, a NBR-

Capítulo 8

DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

8.1 - Considerações gerais

Neste capítulo são apresentadas as disposições construtivas da NBR-6118 relativas aos pilares de concreto armado. Essas disposições referem-se às dimensões externas da peça e às armaduras nela contidas.

De um modo geral, entende-se que um projeto consistente não se limita a um cálculo preciso das solicitações e das dimensões dos elementos estruturais. Além disso, devem ser tomadas algumas medidas que facilitem a execução, possibilitando uma maior uniformidade na concretagem da estrutura.

Nesse sentido, devem-se especificar dimensões mínimas para as seções transversais dos elementos estruturais, bem como limitar a taxa de armadura a um valor máximo compatível com a boa concretagem.

A seguir, apresentam-se as disposições construtivas da NBR-6118 para o detalhamento dos pilares de concreto armado.

8.2 - Dimensões mínimas das seções dos pilares

A seção transversal dos pilares, das paredes estruturais e dos pilares-parede deve possuir uma dimensão mínima igual a 19 cm.

Em casos especiais, permite-se adotar dimensões entre 19 cm e 14 cm. Para essas situações, os esforços solicitantes de cálculo devem ser majorados pelo coeficiente adicional γ_n , dado por

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05b \geq 1 \quad (8.2.1)$$

onde b é a menor dimensão da seção transversal do pilar, em centímetros.

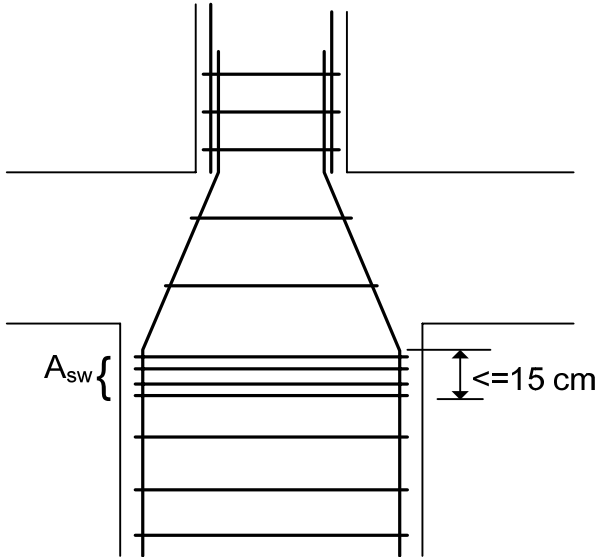


Fig. 8.7.5 – Estribos adicionais para absorver as forças horizontais decorrentes do encurvamento das barras do pilar

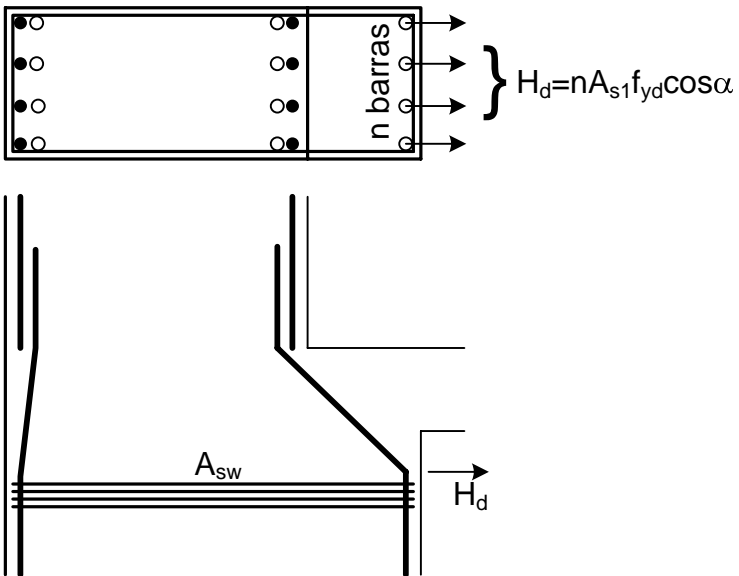


Fig. 8.7.6 – Superposição das forças horizontais devido ao encurvamento de várias barras

indicados são iguais ao valor de l_b correspondente a um concreto com $f_{ck} = 20$ MPa. No térreo são representadas as barras de espera do pilar. Deve-se garantir que essas barras penetrem pelo menos $0,6l_b$ dentro da sapata ou do bloco de fundação.

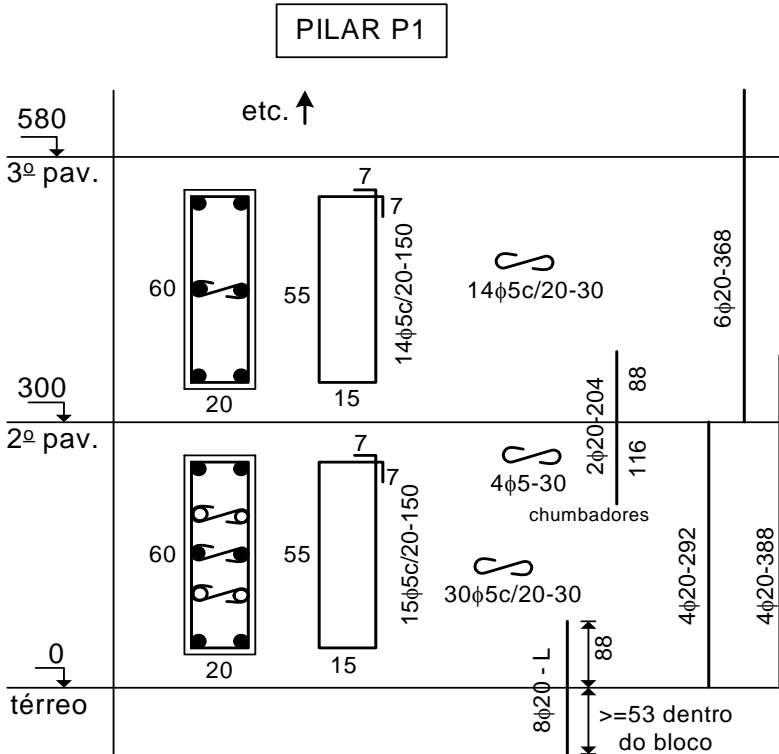


Fig. 8.8.1 - Desenho de armação dos pilares

Na passagem do segundo para o terceiro pavimento não houve variação das dimensões do pilar. Porém, a armadura sofreu uma redução, sendo usados dois chumbadores adicionais para fazer a emenda. Observam-se, também, os ganchos adicionais para proteção contra a flambagem das barras longitudinais. O detalhamento é continuado de forma análoga, até o último pavimento do edifício.

Capítulo 9

PILARES ESBELTOS

9.1 - Introdução

Conforme foi visto nos capítulos anteriores, a segurança dos pilares esbeltos deve ser comprovada por meio de um processo rigoroso que leva em conta, de maneira "exata", as não linearidades física e geométrica. De acordo com o critério da NBR-6118, classificam-se como esbeltos os pilares com índice de esbeltez λ superior a 90.

Diversos algoritmos podem ser empregados para a análise e o dimensionamento de pilares esbeltos, estando os principais descritos na referência [3].

Em um primeiro algoritmo, pode-se fazer uso da analogia de Mohr para o cálculo dos deslocamentos transversais do eixo do pilar. Para isto, é necessário conhecer a curvatura do eixo da barra, associada a um esforço normal e a um momento fletor dados. Na determinação da curvatura, consideram-se diagramas tensão-deformação não lineares para o concreto e para o aço. Em virtude dessa não linearidade (denominada não linearidade física), torna-se necessário o emprego de um processo iterativo para o cálculo da curvatura.

Inicialmente, consideram-se várias seções transversais ao longo do eixo do pilar e determinam-se os esforços solicitantes nessas seções. Estes são os esforços solicitantes de primeira ordem, obtidos na configuração indeformada da barra. A partir dos esforços solicitantes, determinam-se as curvaturas nas diversas seções transversais. Em seguida, aplica-se ao pilar um carregamento transversal fictício igual à distribuição das curvaturas. Empregando a analogia de Mohr, obtêm-se os deslocamentos transversais do eixo.

Em virtude desses deslocamentos, ocorre um aumento dos momentos fletores na configuração deformada do pilar. Considera-se que o esforço normal permaneça inalterado, com os seus valores de

Capítulo 10

ANÁLISE DAS ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO

10.1 – Introdução

A determinação dos esforços solicitantes nas estruturas de contraventamento, para um carregamento dado, é feita empregando-se os métodos convencionais da análise estrutural. Deve ser lembrado que, mesmo nas estruturas consideradas indeslocáveis, os esforços de primeira ordem, decorrentes das ações horizontais, devem ser calculados considerando-se a deslocabilidade da estrutura de contraventamento.

A grande dificuldade da análise estrutural frente às ações horizontais (ação do vento e de sismos) consiste na repartição das cargas para os elementos de contraventamento. Isto ocorre pela natureza tridimensional do problema.

De fato, em um procedimento rigoroso deve-se levar em conta a interação entre os diversos andares da estrutura, analisando-se o movimento relativo das várias lajes do edifício. Esse procedimento é necessário quando a subestrutura de contraventamento é formada pela associação de elementos de comportamentos distintos, como pórticos e paredes estruturais ou pilares-parede. Nestes casos, a resposta da estrutura é fortemente influenciada pelas forças de interação que surgem para compatibilizar os deslocamentos dos diversos elementos componentes.

Entretanto, quando o contraventamento é formado por elementos que se comportam de forma idêntica, pode-se empregar um processo simplificado. Isto ocorre quando o contraventamento é constituído exclusivamente por pórticos, ou exclusivamente por paredes estruturais.

No procedimento simplificado, despreza-se a interação entre os diversos níveis de lajes, adotando-se para os elementos de contraventamento uma rigidez equivalente determinada para um andar característico. Admite-se, ainda, que as lajes sejam

extremamente rígidas no seu próprio plano, de forma que nenhum movimento relativo ocorra neste plano. Além disso, considera-se que os painéis de contraventamento (formados apenas por pórticos ou apenas por paredes estruturais) só recebem cargas no seu plano vertical, apresentando rigidez nula na direção normal a este plano. A rigidez à torção também é desprezada.

Na seção seguinte, apresenta-se o processo simplificado, o qual é válido quando o contraventamento é constituído por elementos do mesmo tipo: só pórticos ou só paredes estruturais.

10.2 – Processo simplificado para repartição das forças horizontais

Suponha uma subestrutura de contraventamento formada por n painéis dispostos em linha, como indicado na fig. 10.2.1. Os painéis são do mesmo tipo: ou todos são pórticos, ou todos são paredes estruturais.

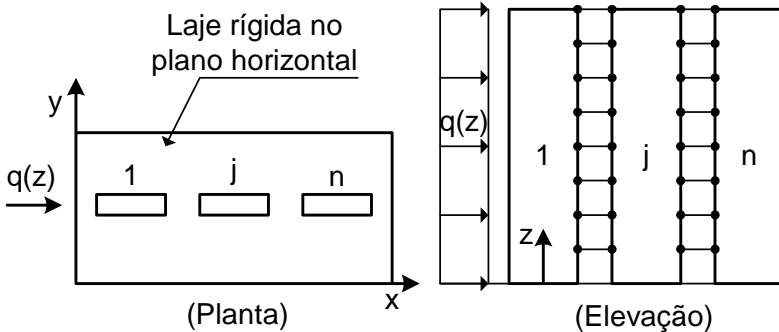


Fig. 10.2.1 – Subestrutura de contraventamento

As lajes de piso são consideradas rígidas no plano horizontal. Isto é representado por meio das barras birrotuladas mostradas em elevação. Essas barras apenas indicam que os deslocamentos horizontais dos painéis, em um determinado piso, são iguais.

Admitindo a formulação do meio contínuo, o equilíbrio de cada painel pode ser representado através de uma equação diferencial. Como todos os painéis são do mesmo tipo, a equação diferencial é a mesma para todos eles.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ALLEN, H. G.; BULSON, P. S. *Background to Buckling*. London: McGraw-Hill, 1980.
2. CHEN, WAI-FAH; ATSUTA, TOSHIO. *Theory of Beam-Columns*. v.1, McGraw-Hill, 1976.
3. ARAÚJO, J. M. *Pilares Esbeltos de Concreto Armado: Algoritmos para análise e dimensionamento*. Rio Grande: Editora da FURG, 1993.
4. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary*. 2011.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6118: Projeto de Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro, 2014.
6. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *Code-modèle CEB/FIP pour les Structures en Béton*. Bulletin d'Information 124/125, Paris, 1978.
7. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990*. Published by Thomas Telford, London, 1993.
8. ARAÚJO, J. M. *Dimensionamento de Pilares Esbeltos de Concreto Armado*. Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-Graduação em Eng. Civil, UFRGS, Porto Alegre, 1984.
9. SANTOS, L. M. *Cálculo de Concreto Armado*. v.2, São Paulo: Ed. LMS Ltda., 1981.
10. SILVA JR., J. F. *Concreto Armado: flexão normal composta no estádio III*. Belo Horizonte: Ed. Arquitetura e Engenharia, 1975.
11. ARAÚJO, J. M. *PACON: Programa auxiliar para projeto de estruturas de concreto*. Versão 3.0, 2014. Informações disponíveis em:<www.editoradunas.com.br>.

12. JIMENEZ MONTOYA, P.; GARCIA MESEGNER, A.; MORAN CABRE, F. *Hormigón Armado*. 14ª edición basada en la EHE. Barcelona: Gustavo Gili, 2000.
13. SANTOS, L. M.; FRANCO, M. *Instabilidade e Efeitos de Segunda Ordem nas Estruturas de Concreto*. In: III Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto, Anais, p.137-149, São Paulo, dez. 1993.
14. LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Construções de Concreto*. v.1, Rio de Janeiro: Interciência, 1977.
15. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB/FIP Manual of Buckling and Instability*. Paris, 1978.
16. ARAÚJO, J. M. *Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado*. 3. ed. Rio Grande: Ed. Dunas, 2013.
17. ARAÚJO, J. M. *Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.15, p.41-53, Abril 2010. Disponível em: <www.editoradunas.com.br/revistatpec>.
18. ARAÚJO, J. M. *Métodos simplificados para consideração dos efeitos de segunda ordem no projeto de pilares de concreto armado*. Revista do IBRACON, São Paulo, n. 27, p. 3-12, 2001. Disponível em:<www.editoradunas.com.br/publicacoes.html>.
19. ARAÚJO, J. M. *Algumas considerações sobre o projeto da nova NBR-6118*. Revista Engenharia, Ciência e Tecnologia, Vitória: UFES, v.5, n.1, p.3-10, 2002. Disponível em:<www.editoradunas.com.br/publicacoes.html>.
20. CHEN, WAI-FAH; ATSUTA, TOSHIO. *Theory of Beam-Columns*. v.2: *Space Behavior and Design*. McGraw-Hill, 1977.
21. TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J. M. *Theory of Elastic Stability*. 2. ed., McGraw-Hill, 1961.
22. TAYLOR, A. W.; ROWELL, R. B.; BREEN, J. E. *Behavior of thin-walled concrete box piers*. ACI Structural Journal, v. 92, n.3, p.319-333, May-June, 1995.
23. TIMOSHENKO, S. P.; WOINOWSKY-KRIEGER, S. *Theory of Plates and Shells*. McGraw-Hill, 1970.

24. ARAÚJO, J. M. *Análise do processo aproximado da NBR-6118 para consideração dos efeitos localizados de segunda ordem*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n. 10, p. 1-10, Julho, 2007. Disponível em <www.editoradunas.com.br/revistatpec>.
25. ARAÚJO, J. M.; BIGNON, P. G. *Métodos de minimização para análise não-linear de estruturas*. Relatório de Pesquisa RP-110/93, Curso de Pós-Graduação em Eng. Civil, UFRGS, Porto Alegre, 1993.
26. ZIENKIEWICZ, O. C. *The Finite Element Method*. 3. ed., McGraw-Hill, 1977.
27. ARAÚJO, J. M. *JM PILAR: Programa para dimensionamento e verificação de pilares esbeltos de concreto armado*. Versão 3.0, 2014. Disponível em:<www.editoradunas.com.br>.
28. FUSCO, P. B. *Estruturas de Concreto: Solicitações normais*. Rio de Janeiro: Ed. Guanabara Dois, 1981.
29. COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. NP EN 1992-1-1. *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Março, 2010.
30. COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. *Instrucción de Hormigón Estructural, EHE*. Madrid, 2007.