

2 Revisão Bibliográfica

2.1. Tipos de Pilares Mistos

A figura 2.1 mostra vários tipos de seções transversais de pilares mistos:

- Perfil I de aço totalmente envolvido por concreto – fig. 2.1 (a);
- Perfil I de aço parcialmente envolvido por concreto – fig. 2.1 (b,c);
- Tubo de aço retangular ou circular preenchido com concreto – fig 2.1 (d,e,f).

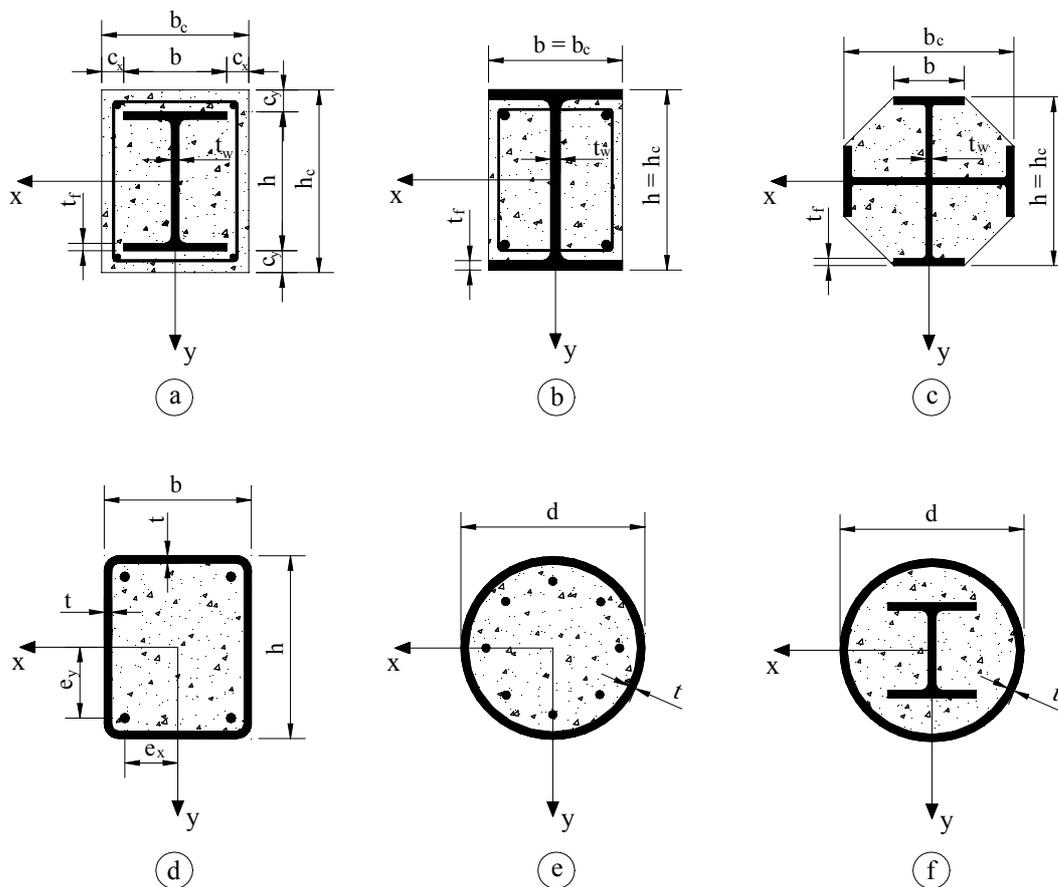


Figura 2.1 - Tipos de seções transversais de pilares mistos.

Neste trabalho foram analisados pilares compostos por seção de aço tubular retangular preenchida com concreto. Vários pesquisadores, entre eles Queiroz [4] e Oehlers & Bradford [1], não consideram necessário a utilização de armadura longitudinal em pilares tubulares preenchidos com concreto, exceto quando considera-se a situação de incêndio. A norma americana AISC-LRFD [10] e o Eurocode 4 [8] consideram a utilização de armadura longitudinal, já a norma canadense CAN/CSA-S16.1-94 [11] considera apenas as parcelas do aço estrutural e do concreto.

2.2. Propriedades dos Materiais

2.2.1. Concreto

Curvas tensão-deformação típicas do concreto são mostradas na figura 2.2. Concretos de alta resistência têm um módulo de elasticidade efetivo inicial que aumenta significativamente em proporção à sua resistência a compressão e à sua densidade [15].

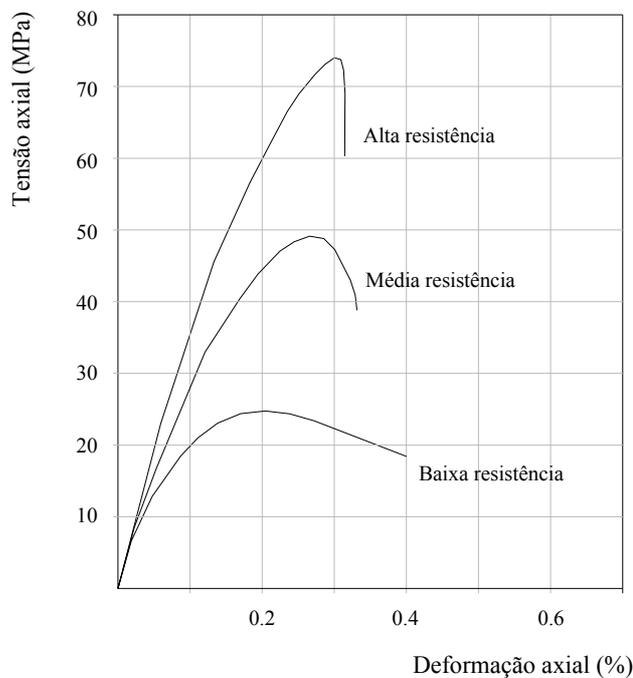


Figura 2.2 - Curva tensão x deformação típica para concreto [5].

O concreto de alto desempenho tem mais agregados finos de forma a proporcionar menos vazios do que o concreto tradicional. Embora a resistência última atingida seja mais elevada, o concreto perde rigidez bruscamente, ao contrário de pilares com concreto tradicional [16]. No gráfico pode-se observar que neste caso a deformação última encontra-se logo após o pico. Assim mesmo que o carregamento seja mantido constante num certo nível, a rigidez decresce rapidamente em pilares mistos preenchidos com concreto de alta resistência.

Rangan e Joyce [14] e O'Brien e Rangan [15] relataram resultados de testes em pilares tubulares de aço esbeltos, carregados excêntrica e preenchidos com concretos de alta resistência a partir de 115 MPa. A excentricidade do carregamento de compressão aplicado era igual nas duas extremidades, e os pilares foram submetidos a momento de curvatura simples. Todos os exemplares falharam à meia altura devido ao esmagamento do concreto na zona de compressão. Em todos os exemplares, a deformação durante a ruptura na fibra da extremidade tracionada, não atingiu a deformação de escoamento do aço. Os carregamentos últimos calculados por Rangan e Joyce [14] subestimaram os resultados experimentais em até 68%.

2.2.2. Aço Estrutural

A tensão de escoamento do aço estrutural deve ser limitada para que o aço do perfil atinja o escoamento a uma deformação inferior do que a do concreto, que é de 2‰, evitando assim que o concreto entre em colapso primeiramente e deixe de conter o perfil contra a flambagem local ou global. Assim tem-se:

$$f_{y\acute{m}ax} = 210000 \times 0,002 = 420MPa \quad \text{Eq. 2.1}$$

A figura 2.3 mostra uma comparação entre os diagramas tensão-deformação do concreto e dos aços da armadura e do perfil submetidos à compressão pura.

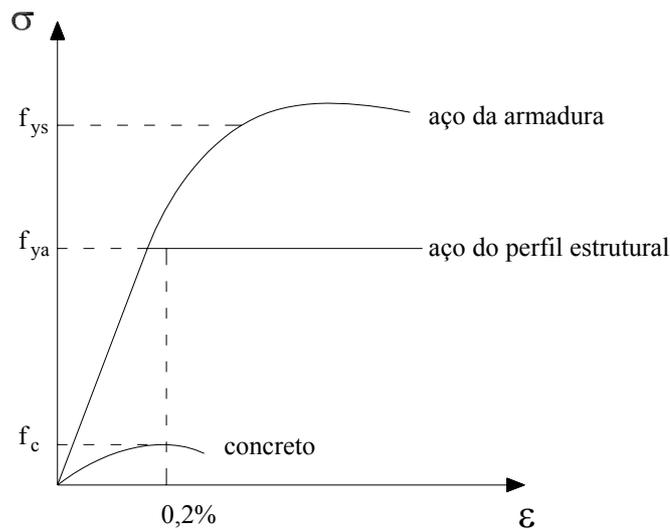


Figura 2.3 - Diagramas tensão x deformação [4].

O valor da tensão de escoamento máxima $f_{y\max}$ varia um pouco em cada norma técnica, o Eurocode [8] limita esta tensão a 460 MPa, e o LRFD-AISC [10] limita em 415 MPa.

Na verdade, estas são limitações que não chegam a ter grande influência na prática, já que atualmente os aços utilizados costumam ter tensão de escoamento em torno de 350 MPa.

A figura 2.4 apresenta curvas tensão-deformação típicas do aço.

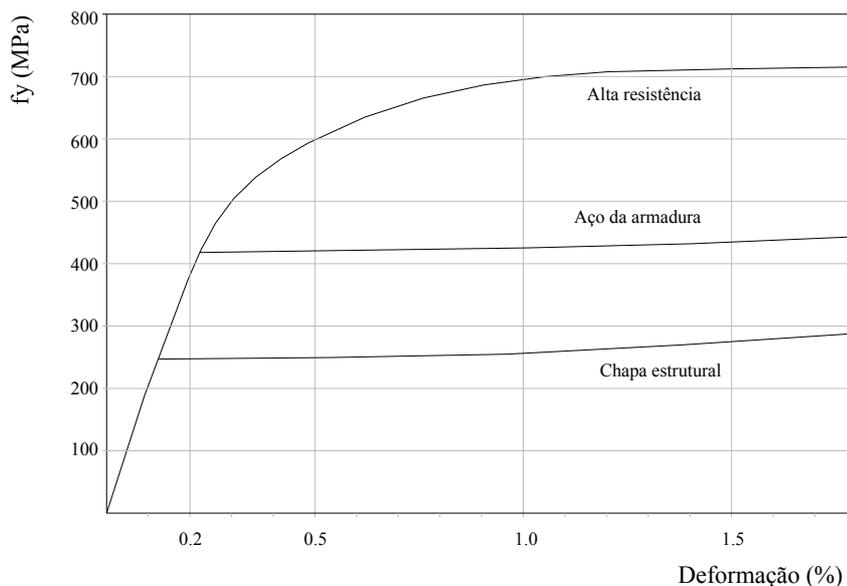


Figura 2.4 - Curvas tensão x deformação típicas para aço [5].

2.2.3.

Aço da armadura

Segundo a norma de incêndio em estruturas de aço NBR 14323 [6] deve-se utilizar o aço CA50.

2.3.

Comportamento Geral de Pilares Mistos

Pilares são elementos estruturais sujeitos a flexo-compressão. Em projetos de estruturas de aço, uma peça que sofre tanto compressão quanto flexão é denominada viga-coluna e para ela utiliza-se equações de interação carga-momento que são função da esbeltez da peça e devem ser satisfeitas no estado limite de resistência. Já em projetos de concreto armado, pilares sujeitos a flexo-compressão têm sua resistência calculada de acordo com a capacidade da sua seção transversal na flexão e na compressão, apesar da esbeltez não ser desprezada [4].

O comportamento de um pilar misto é semelhante tanto a uma viga-coluna de aço quanto a um pilar tradicional de concreto armado, e portanto, tanto a abordagem do dimensionamento de estruturas de aço quanto a abordagem do dimensionamento de estruturas de concreto armado, são adequadas.

Num pilar misto não se considera a formação de rótulas plásticas, assim seu comportamento é considerado elástico [4]. O estado de limite último de um pilar misto submetido a flexo-compressão ocorre com a plastificação total da seção transversal crítica. É importante considerar que quanto maior a esbeltez do pilar, maior a tendência de ocorrer primeiramente a flambagem à flexão. É comum verificar-se que pilares curtos usualmente conseguem atingir a resistência da seção transversal, ou seja, rompem ao atingir os limites de resistência dos materiais aço e concreto.

Os principais fatores que fazem com que a determinação da carga última seja complexa são as características não-lineares dos materiais, tanto concreto quanto aço, imperfeições geométricas e tensões residuais na seção de aço [5].

Os efeitos de imperfeições iniciais e os efeitos de segunda ordem sempre devem ser considerados. A aderência deve ser garantida de modo que não haja descontinuidade de deformação na interface aço-concreto.

Alguns métodos, tais como o do Eurocode e da NBR, estabelecem uma curva de interação carga-momento a fim de determinar a resistência do pilar. A carga última é encontrada na interseção da linha de carregamento do pilar com a envoltória de resistência. A resistência última de pilares mistos tem sido objeto de muitas investigações.

Uma ampla gama de trabalhos experimentais e métodos analíticos têm sido desenvolvidos para estudar a aplicabilidade de pilares mistos, sob várias condições de carregamento. Um resumo deles é apresentado na tabela 2.1 a seguir.

Nº	Autor	País	Ref. nº.	Ano	Seção	Tipo do Carregamento	Análise – A Exper. – E Projeto – P	Nº de testes	Variável estudada	Observações
1	Knowles, R.B.; Park, R.	Nova Zelândia	[21]	1969	Circular e quadrada	Axial e excêntrico	A, E	28	Resist. aço e conc., taxa de esbeltez	Propôs um método analítico
2	Drysdale, R.G.; Huggins, M.W.	Canadá	[22]	1971	Quadrada	Excêntrico	A, E	58	Resist. aço e conc., seqüência e duração do carregamento, excentricidade	Propôs um método numérico
3	Bridge, R.Q.	Austrália	[23]	1976	Quadrada	Excêntrico	A, E, P	8	Taxa h/t, taxa esbeltez, resist. aço e conc., inclinação do eixo de carregamento	Propôs um método analítico e compara com resultado dos testes
4	Shakir Khalil, H.; Zeghiche, J.	Reino Unido	[24]	1989	Retangular	Excêntrico	A, E	7	Resist. aço e conc., taxa de excentricidade	Compara com a análise de elementos finitos e BS 5400
5	Shakir Khalil, H.; Mouli, M.	Reino Unido	[25]	1990	Retangular	Axial e excêntrico	E	9	Seção do pilar, taxa de excentricidade, comp.	Compara com BS 5950 e

									efetivo, resist. aço e conc.	BS 5400
6	Konno, H.; Kei, T.; Nagashima, T.	Japão	[26]	1990	Quadrada	Excêntrico	E, P	19	Espessura tubo de aço, resist. aço e conc. e taxa da força axial	Método de estimativa da resistência considerando o efeito do confinamento.
7	Ge, H.; Usami, T.	Japão	[27]	1992	Quadrada	Excêntrico	A, E	6	Taxa h/t e capacidade de enrijecedores	Propôs uma estimativa da resistência
8	Shakir Khalil, H.; Al-Rawdan, A.	Reino Unido	[28]	1994	Retangular	Axial e excêntrico	A, E	15	Comp. Efetivo, excent. do carreg. e resist. aço e conc.	Verificou os resultados pelo software ABACUS
9	Hayashi, N.; Inono, T.; Fukumoto, T.; Ukada, T.	Japão	[29]	1995	Quadrada	Deslocamento controlado	E, P	10	Taxa h/t, taxa da força axial e resist. aço e conc.	Propôs um método de calculo para resistência
10	Matsui, C.; Tsuda, K.; Ishibashi, Y.	Japão	[30]	1995	Circular e quadrada	Axial e excêntrico	A, E, P	24	Comp. de flambagem, profundidade da seção, excentricidade do carreg. e taxa de	Propôs um método de dimensionamento

										esbeltez
11	Wang, Y.C.; Moore, D.B.	Reino Unido	[31]	1997	Retangular	Excêntrico	E, P	10	Taxa de excentricidade ao longo dos eixos de maior e menor inércia	Verificação com BS 5950, EC4 e com o método proposto
12	Uy, B.; Das, S.	Austrália	[32]	1997	Quadrada	Excêntrico	E	10	Excentricidade do carreg. e comp. efetivo	Comparado com modelos numéricos
13	Uy, B.	Austrália	[33]	1998	Quadrada	Deslocamento controlado	A, E	10	Dimensões da seção, método de carregamento e tensão residual	Comparado com método proposto e AS 4100 e BS 5950
14	Wang, Y.C.	Reino Unido	[34]	1999	Retangular	Excêntrico	E, P	8	Excentricidade e taxa de momento ao longo das duas direções e resist. aço e conc.	Propôs procedimento de projeto baseado no BS 5950
15	Nakanishi, K.; Nakai, H.; Kitada, T.	Japão	[35]	1999	Quadrada	Sísmico	E	8	Seção transversal, resist. aço e conc. e período natural de vibração	Propôs uma equação de projeto empírica

Tabela 2.1 – Resumo dos trabalhos realizados com pilares mistos de seção tubular preenchida com concreto [5].

2.4. Aderência aço/concreto

A aderência entre os materiais aço e concreto numa estrutura mista deve ser perfeita. Em peças onde um elemento reveste totalmente o outro, como pilares tubulares preenchidos com concreto, existe uma certa aderência provocada pelo atrito na interface e pela aderência química entre os materiais, além da contribuição da própria geometria do revestimento.

A aderência aço/concreto deve ser capaz de resistir às forças cisalhantes longitudinais na interface e garantir que a curvatura dos dois materiais seja a mesma, ou seja, garantir que haja uma continuidade das deformações no aço e no concreto na interface entre eles [1].

As normas técnicas NBR 14323 [6] e Eurocode [8] fixam valores máximos para a resistência de cálculo τ_{Rd} correspondentes ao atrito e à aderência. Deve-se obter a tensão de cálculo com base nas propriedades elásticas da seção não-fissurada, se este valor exceder o limite da resistência, dado no item 2.8.1.1, é necessária a utilização de conectores de cisalhamento. A necessidade de conectores mecânicos em pilares, apenas ocorre em circunstâncias bem especiais, nas quais a tensão na interface dos materiais é excedida, por exemplo, na presença de cisalhamento transversal significativo, ou em casos de carregamentos sísmicos e dinâmicos [5].

Concreto sem armadura não terá resistência ao cisalhamento após o fissuramento por flexão ou cisalhamento, a menos que ele esteja confinado dentro de um tubo de aço de comprimento relativamente curto.

Suzuki e Kato [16] observaram que em tubos relativamente curtos preenchidos com concreto, o concreto confinado atua dificultando a deformação das paredes do tubo e, portanto, a capacidade cisalhante torna-se significativamente maior do que para as paredes do tubo sozinhas.

Shakir-Khalil e Mouli [25] descobriram através de experimentos que a resistência na interface aço/concreto varia entre 0,39 e 0,51 N/mm². Este valor é relativamente baixo comparado aos valores obtidos com armadura e seções tubulares circulares. Além disso, por causa da relativa flexibilidade de suas

paredes, a variação na forma da seção tubular retangular tem um efeito menos benéfico na resistência de interface do que no caso de seções tubulares circulares.

A norma brasileira que trata do dimensionamento de conectores de cisalhamento é a NBR 8800 [7], o mais comum deles é o pino.

2.5. Flambagem

Um tubo de aço preenchido com concreto tem a capacidade de resistir a flambagem local cerca de 50% maior do que tubos vazios, devido à restrição interna oferecida pelo concreto [36]. O efeito da flambagem local em tubos de aço retangulares, submetidos a carregamento axial de compressão, é função da relação entre a largura do tubo e sua espessura (h/t). Vários métodos de dimensionamento estabelecem um limite para relação a h/t a fim de evitar a flambagem local.

Um modelo para flambagem local em placas de aço quando em contato com um meio rígido foi desenvolvido por Wright [37]. Seu modelo teórico é aplicável apenas para compressão uniforme. Uy e Bradford [38] e Cheung [39] propuseram um procedimento semi-analítico para incorporar a flambagem local elástica e inelástica de placas com extremidades fixas utilizando um polinômio cúbico. Uy [33] também estabeleceu um modelo para flambagem *pós-local* baseado no princípio da largura efetiva. A tensão na flambagem local foi admitida como sendo igual à tensão de escoamento para pilares que flambam inelasticamente. A deformação devido a flambagem local foi definida como o ponto onde ocorre uma mudança significativa na relação tensão-deformação média. O modelo parece ser muito preciso na região elástica com tensões residuais na ordem de 30%. Entretanto, a análise de faixas finitas não incorpora imperfeições iniciais, que têm um papel fundamental na diminuição da capacidade de resistência à flambagem local em elementos estruturais de paredes finas.

2.6. Efeitos da Retração e Fluência do Concreto

Na teoria, a retração do concreto é menor em pilares revestidos pelo tubo de aço do que em pilares tradicionais de concreto, devido à manutenção das

condições de umidade dentro do tubo. O coeficiente de retração é relativamente baixo e a retração ocorre muito lentamente [5].

Um procedimento de dimensionamento foi proposto por Bradford e Gilbert [40] para estimar a carga máxima de serviço num pilar misto carregado excentricamente levando em conta os efeitos da retração e da fluência.

A fluência ou deformação lenta, que é mantida por uma tensão permanente, faz com que o concreto não tenha um valor constante de módulo de elasticidade. Segundo Shanmugam e Lakshmi [5] a rigidez EI da seção transversal sob aplicação inicial das cargas de serviço (quando as tensões são relativamente baixas) pode ser tomada como a soma da rigidez à flexão para todos os componentes da seção:

$$EI = E_s I_s + E_c I_c \quad \text{Eq. 2.2}$$

O valor de I_c irá diminuir depois que o concreto fissurar pela tração advinda da flexão, e o valor efetivo de E_c será reduzido pelo carregamento de longa duração a altos níveis de tensão de compressão. Sob carregamento permanente, a deformação lenta do concreto resulta no aumento da flexão lateral do pilar misto e numa redução na sua resistência e rigidez. Basu e Sommerville [41] definiram fatores de ampliação para serem aplicados à parte do carregamento que é considerada permanente. Estes fatores são função da esbeltez da coluna, da área de concreto e da sua disposição na seção transversal. Estes autores também levaram em conta o efeito de retração e deformação lenta multiplicando o nível de deformação instantâneo no concreto por um fator de dois.

As normas técnicas apresentam fatores de correção para o módulo de elasticidade do concreto, conforme será visto mais adiante.

2.7. Efeito do Confinamento

O confinamento pode ser aplicado no concreto por estribos, polímeros reforçados com fibras ou tubos de aço. Neste trabalho será abordado apenas o confinamento provido por seções tubulares de aço.

Pilares mistos com seções tubulares circulares proporcionam um eficiente confinamento ao concreto em seu interior, enquanto que nas seções quadradas este efeito é menor, e nas retangulares praticamente desprezível [20]. A resistência adicional ocorre porque o tubo circular oferece restrição à expansão lateral do concreto submetido à compressão axial. Em seções quadradas e retangulares, a chapa de aço se deforma por flambagem local e o confinamento ocorre apenas nas quinas, conforme a figura 2.5, portanto não oferecendo uma restrição lateral eficaz ao concreto.

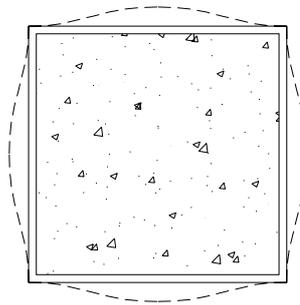


Figura 2.5 - Modo de flambagem local da seção transversal mista [5].

A figura 2.6 mostra o comportamento do núcleo de concreto confinado, segundo Shams e Saadeghvaziri para colunas tubulares de aço preenchidas com concreto. A partir do ponto “A” o confinamento começa a se tornar efetivo até que seja atingido o seu valor máximo no ponto “B”.

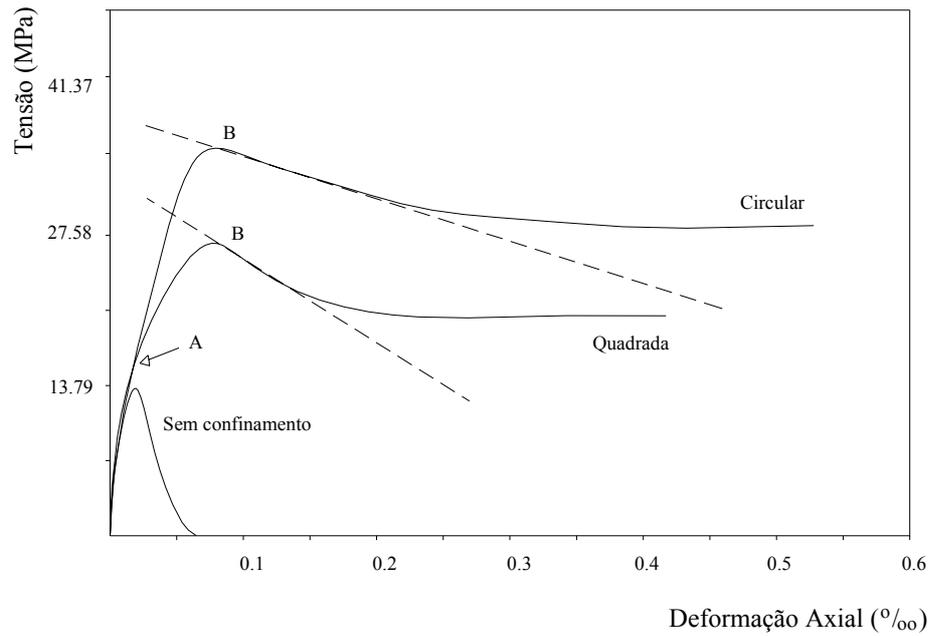


Figura 2.6 – Relação tensão x deformação para o núcleo de concreto confinado por seções tubulares de aço [44].

O confinamento em pilares circulares somente é possível quando a flambagem do aço não ocorre antes do esmagamento do concreto. Isto acontece geralmente em pilares cujo limite de esbeltez da placa (D/t) é baixo [5].

Susantha et al. [45] elaborou um método empírico baseado em resultados experimentais para descrever o comportamento de pilares de seção retangular. Os diagramas carga-deformação obtidos nos ensaios são apresentados a seguir.

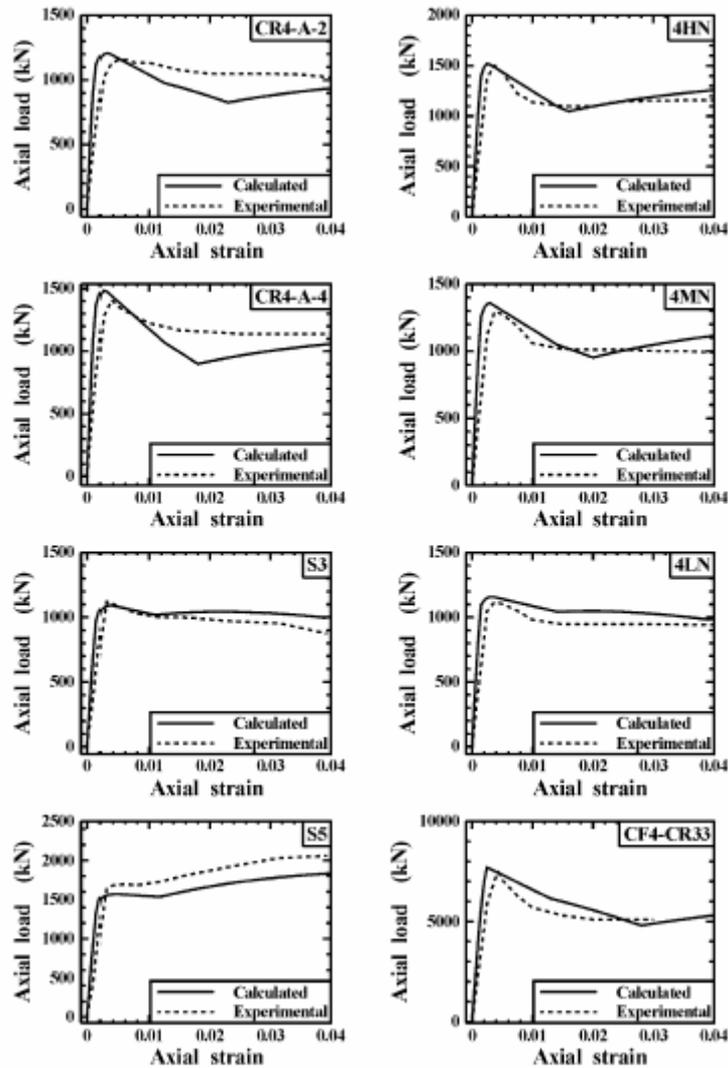


Figura 2.7 – Curvas tensão x deformação experimentais e calculadas pelo método empírico [45].

Para todos os casos, exceto S3 e 4LN, é observado que o carregamento referente a altos níveis de deformação tende a aumentar após uma ligeira diminuição após o pico. Isto é atribuído ao início do regime de endurecimento de deformação do aço, ponto B na figura 2.8.

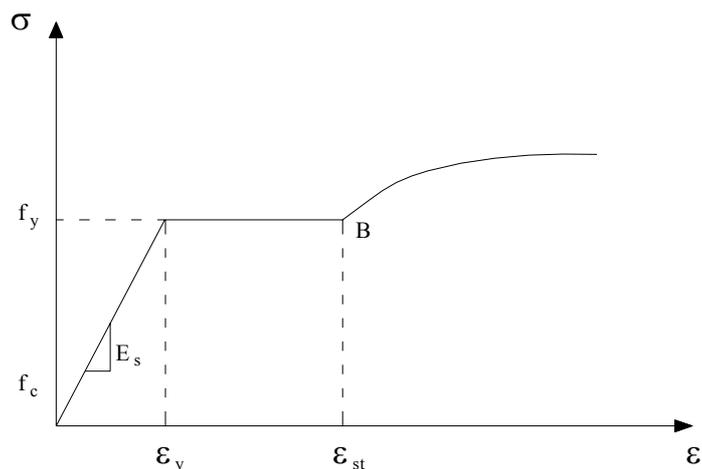


Figura 2.8 – Comportamento do aço [45].

2.8. Dimensionamento

Neste item será abordado o dimensionamento de pilares mistos pelas principais normas técnicas nacionais. A NBR 14323 [6], que é bastante similar à norma europeia, será tomada como base e posteriormente serão feitas observações quanto a diferenças existentes nas normas: americana AISC-LRFD [10], canadense CAN/CSA-S16-01 [11] e Eurocode 4 [8].

A maioria dos métodos de cálculo leva em consideração os efeitos de segunda ordem e as imperfeições geométricas, podendo em alguns casos empregar-se métodos simplificados.

As normas de concreto armado NBR6118 [9], EC2 [17] e ACI [18] e de incêndio em estruturas de aço NBR 14323 [6], definem prescrições para o projeto de armaduras longitudinais e transversais, inclusive seu espaçamento, cobrimento de concreto e distância livre entre as barras da armadura.

Segundo Queiroz [4] a armadura longitudinal é imprescindível em pilares mistos revestidos por concreto, seja parcialmente ou totalmente. Para pilares tubulares preenchidos com concreto, pode-se ou não utilizar a armadura longitudinal.

A NBR 14323 [6] permite a fabricação de pilares tubulares de aço preenchidos com concreto sem qualquer armadura. Mas caso seja utilizada armadura longitudinal neste tipo de pilar, deve-se seguir as mesmas limitações dos outros tipos de pilares mistos, as quais serão discriminadas adiante.

A norma americana AISC-LRFD [10] e o Eurocode 4 [8] consideram em seus métodos de cálculo a presença da armadura longitudinal, porém a norma canadense CAN/CSA-S16.1-01 [11] não a leva em conta.

As normas indicam a utilização de conectores de cisalhamento quando a resistência de cálculo à tensão cisalhante τ_{Rd} exceder valores por elas fixados. Segundo a norma americana [10], não é necessário prever conectores no caso de introdução de carga por chapas de extremidade, se a interface completa entre a seção do pilar e a chapa de extremidade ficar permanentemente em compressão.

2.8.1. Norma Brasileira

A NBR 14323 [6] trata em seu anexo B, do dimensionamento através de um método simplificado, de pilares mistos à temperatura ambiente, submetidos à compressão simples ou à flexo-compressão.

Hipóteses da NBR 14323:

- Interação perfeita entre concreto e aço na ruptura;
- Imperfeições iniciais adotadas são semelhantes às adotadas para determinação da resistência de barras de aço axialmente comprimidas;
- Não ocorre flambagem local nos elementos de aço da seção transversal.

A norma brasileira faz também algumas restrições de aplicabilidade:

- O valor máximo para o parâmetro de esbeltez $\bar{\lambda}$ é 2,0.
- O fator de contribuição do aço, ou seja, a relação entre as resistências de cálculo da seção de aço e da seção mista para o estado limite de plastificação total por força normal, denominado δ deve ser $0,2 \leq \delta \leq 0,9$.

$$\delta = \frac{\left(\phi_a A_a f_{ya} \right)}{N_{pl,Rd}} \quad \text{Eq. 2.3}$$

onde,

- A_a – área de seção transversal do perfil de aço;
- f_{ya} – limite de escoamento do aço do perfil;
- $N_{pl,Rd}$ – resistência de cálculo da seção à plastificação total pela força normal.

- A área máxima da armadura longitudinal deve ser entre $0,3\% \leq A_s \leq 4\%$ da área da seção transversal de concreto, caso seja excedido este valor, deve-se considerar no cálculo da resistência apenas 4% da área de concreto A_c .
- A relação largura por espessura, para tubo de aço retangular cheio de concreto, a fim de evitar flambagem local do tubo deve ser:

$$\frac{h}{t} \leq 1,76 \left(\frac{E}{f_{ya}} \right)^{1/2} \quad \text{Eq. 2.4}$$

2.8.1.1.

Resistência ao cisalhamento fora das regiões de introdução de carga

Conforme dito anteriormente, a resistência ao cisalhamento tem que ser garantida pela aderência entre o aço e o concreto, e pelos conectores de cisalhamento, quando necessários. A norma recomenda o valor de $\tau_{Rd} = 0,4 \text{ MPa}$ para tubos de aço preenchidos com concreto, como limite da resistência de cálculo abaixo do qual não é necessária a utilização de conectores de cisalhamento.

2.8.1.2.

Rigidez Efetiva do Pilar à Flexão

Considerando o comportamento elástico tem-se:

$$(EI)_e = E_a I_a + E_s I_s + 0,8 \left(\frac{E_c}{\gamma_c} \right) I_c \quad \text{Eq. 2.5}$$

onde,

- E_a, E_s, E_c – módulos de elasticidade do aço do perfil, do aço da armadura e do concreto, respectivamente; E_c conforme equação 2.6;
- I_a, I_s, I_c – momentos de inércia das seções transversais do perfil, da armadura e do concreto não-fissurado, respectivamente;
- γ_c – coeficiente de segurança igual a 1,35.

$$E_c = 42\gamma_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Eq. 2.6}$$

OBS.: os valores de E_c e f_{ck} na equação 2.6 são em MPa.

2.8.1.3. Esbeltez Relativa e efeitos de longa duração

A esbeltez relativa é dada pela equação:

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{N_{pl,R}}{N_e} \right)^{1/2} \quad \text{Eq. 2.7}$$

onde,

- $N_{pl,R}$ – resistência nominal da seção mista à plastificação total pela força normal, é o valor de $N_{pl,Rd}$ (equação 2.12) quando os coeficientes de redução de resistência dos materiais (ϕ_c, ϕ_a, ϕ_s) são todos iguais a 1.
- N_e – carga de flambagem elástica por flexão, dada pela seguinte expressão:

$$N_e = \pi^2 \frac{(EI)_e}{(KL)^2} \quad \text{Eq. 2.8}$$

onde,

- EI – rigidez efetiva à flexão;
- KL – comprimento efetivo de flambagem, dado no anexo I da

NBR 8800 [7].

O valor da esbelteza relativa $\bar{\lambda}$ calculado pela expressão anterior despreza a influência dos efeitos de longa duração (retração e deformação lenta). Porém quando este valor de $\bar{\lambda}$ calculado exceder o valor de $\bar{\lambda}_{\text{máx}}$ dado na tabela 2.2, e além disso $e/d < 2$, onde e é a excentricidade do carregamento e d é a dimensão da seção mista no plano de flexão considerado, a influência dos efeitos de longa duração será considerada substituindo o valor do módulo de elasticidade do concreto E_c (equação 2.6) por E_{cr} , conforme:

$$E_{cr} = E_c \left(1 - \frac{0,5 N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right) \quad \text{Eq. 2.9}$$

onde,

N_{Sd} – força normal de cálculo;

$N_{G,Sd}$ – parcelas permanente e quase permanente de N_{Sd} .

	<i>Sistemas Indeslocáveis</i>	<i>Sistemas Deslocáveis</i>
Perfis tubulares preenchidos por concreto	$\bar{\lambda}_{\text{máx}} = 0,8/(1-\delta) *$	$\bar{\lambda}_{\text{máx}} = 0,5/(1-\delta) *$

Tabela 2.2 - Valores máximos da esbelteza para desprezar-se os efeitos de longa duração.

* Tanto na NBR 14323 [6] quanto no Eurocode 4 [8], δ é a relação entre as resistências de cálculo da seção de aço e da seção mista para o estado limite de plastificação total por força normal dado no item 2.8.1.

2.8.1.4. Efeitos de Segunda Ordem

Pode-se levar em consideração os efeitos de segunda ordem no pilar multiplicando-se o maior momento fletor de cálculo M_{Sd} por um coeficiente k dado como:

$$k = \frac{C_m}{\left[1 - \left(\frac{N_{sd}}{N_e}\right)\right]} \geq 1 \quad \text{Eq. 2.10}$$

onde,

- C_m – coeficiente definido pela NBR 8800 e pelo AISC-LFRD para sistemas indeslocáveis, equação 2.11;
- N_e – carga de flambagem elástica por flexão relativa ao eixo considerado, equação 2.8.

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \geq 0,4 \quad \text{Eq. 2.11}$$

onde,

- M_1 e M_2 – menor e maior momento fletor nas extremidades do pilar, respectivamente;

A relação M_1/M_2 é positiva quando estes momentos provocam curvatura reversa no pilar e negativa quando provocam curvatura simples.

2.8.1.5. Imperfeições da Barra

As imperfeições da barra são consideradas utilizando um fator de redução ρ , dado no item 5.3.4 da NBR 8800 [7], em função da esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ e das curvas de flambagem adequadas.

No Eurocode 4 [8] este fator de redução é denominado χ .

2.8.1.6. Resistência à Compressão

Na NBR 14323 [6] a resistência no regime plástico da seção à sua plastificação total é dada pela seguinte equação:

$$N_{pl,Rd} = \phi_a A_a f_{ya} + \phi_c \alpha A_c f_{ck} + \phi_s A_s f_{ys} \quad \text{Eq. 2.12}$$

onde,

- A_c, A_a, A_s – áreas das seções transversais do concreto, do perfil do aço e da armadura, respectivamente;
- F_{ck} – resistência característica do concreto à compressão;
- F_{ya}, f_{ys} – limites de escoamento dos aços do perfil e da armadura, respectivamente;
- ϕ_c, ϕ_a, ϕ_s – coeficiente de redução de resistência dos materiais, iguais a 0,9, 0,7 e 0,85 respectivamente;
- α – igual a 1,0 para tubos preenchidos por concreto.

O aumento da resistência do concreto devido ao confinamento só pode ser considerado em seções circulares.

Compressão Axial

A resistência de cálculo à compressão axial é dada pela seguinte expressão:

$$N_{Rd} = \rho N_{pl,Rd} \quad \text{Eq. 2.13}$$

onde,

- ρ – fator de redução devido a flambagem, item 2.8.1.5;
- $N_{pl,Rd}$ – resistência à compressão no regime plástico, equação 2.12.

Flexo-Compressão

Analogamente ao Eurocode 4 [8], a NBR 14323 [6] também utiliza a interação entre os pares momento fletor e força normal que vão ocasionar a plastificação da seção, através da seguinte expressão:

$$\frac{\mu_k (N_{Sd} - N_n)}{N_{Rd} - N_n} + \frac{k_x M_{x,Sd}}{0,9 M_{x,pl,Rd}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{0,9 M_{y,pl,Rd}} \leq \mu_d \quad \text{Eq. 2.14}$$

onde,

- N_{Sd} – força normal de cálculo;

- N_n – força normal limite para se admitir momento devido imperfeição inicial do pilar igual a zero, equação 2.15;
- N_{Rd} – resistência à compressão axial;
- $M_{x,Sd}$ – momento fletor de cálculo, considerando efeitos de segunda ordem e imperfeições de montagem, em torno do eixo x da seção; análogo para $M_{y,Sd}$;
- $M_{x,pl,Rd}$ – resistência de cálculo da seção mista à plastificação total pelo momento fletor, com N_{Sd} de zero à resistência de cálculo da seção de concreto à plastificação total pela força normal;
- μ_k – fator de redução relativo aos momentos aplicados nas extremidades, nunca maior do que 1.0, calculado pela equação 2.20;
- k_x e k_y – coeficiente para levar em consideração os efeitos de segunda ordem dentro do comprimento do pilar, equação 2.10;
- μ_d – fator de redução, nunca maior do que 1.0, calculado pela equação 2.17;

Conforme o item 2.8.2, no Eurocode [8] não existe o coeficiente de segurança 0.9, porém a equação acima deve ser verificada separadamente para cada direção (apenas primeira e segunda parcela) incluindo o coeficiente.

$$N_n = N_{Rd} \frac{\left(1 + \frac{M_1}{M_2}\right)}{4} \quad \text{Eq. 2.15}$$

onde,

- M_1/M_2 – relação entre o menor e o maior momento na extremidade do pilar, positiva para curvatura reversa e negativa para curvatura simples; quando o momento em alguma seção intermediária for superior, em valor absoluto, a M_1 ou M_2 o seu valor deve ser tomado igual a 1.

O diagrama de interação indicado na figura 2.9 é uma simplificação dos pares $N \times M$ possíveis de ocorrer num pilar misto.

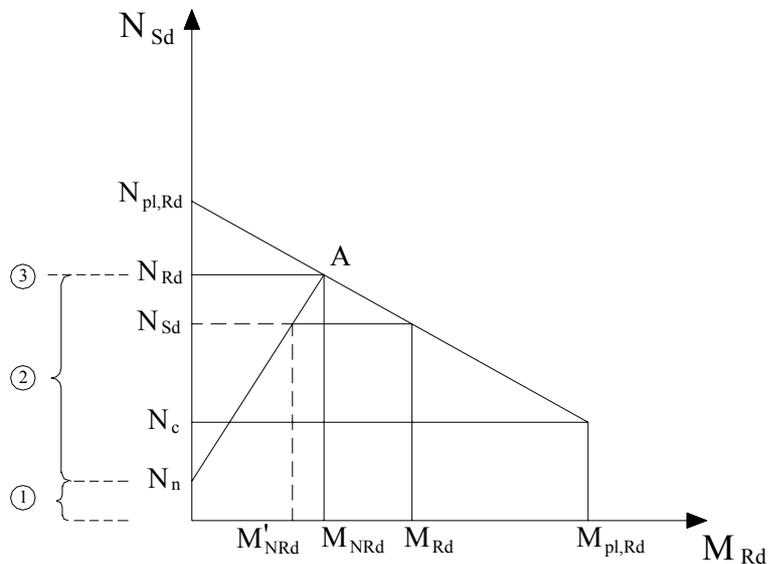


Figura 2.9 - Diagrama de Interação $N \times M$ [4].

No diagrama M_{Rd} é a resistência de cálculo ao momento fletor do pilar submetido a força normal de cálculo N_{Sd} , dado pela expressão:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl,Rd} (N_{pl,Rd} - N_{Sd})}{(N_{pl,Rd} - N_c)} = \mu_d M_{pl,Rd} \quad \text{Eq. 2.16}$$

onde,

$N_{pl,Rd}$ – resistência de cálculo da seção mista à plastificação total pela força normal equação 2.12;

N_c – resistência de cálculo da seção de concreto à plastificação total pela força normal;

Da equação 2.16 cancelando-se $M_{pl,Rd}$ no segundo e no terceiro termo deduz-se:

$$\mu_d = \frac{N_{pl,Rd} - N_{Sd}}{N_{pl,Rd} - N_c} \quad \text{Eq. 2.17}$$

onde,

$$N_c = \phi_c \alpha A_c f_{ck} \quad \text{Eq. 2.18}$$

Para tubos retangulares preenchidos com concreto $\alpha=1$.

Já M_{NRd} é o momento resistente equivalente à resistência à compressão axial N_{Rd} , que aparece devido exclusivamente às imperfeições e aos efeitos de segunda ordem do pilar, ou seja, não é um momento aplicado.

$$M_{NRd} = \frac{M_{pl,Rd} (N_{pl,Rd} - N_{Rd})}{(N_{pl,Rd} - N_c)} = M_{pl,Rd} \mu_k \quad \text{Eq. 2.19}$$

Da equação acima deduz-se:

$$\mu_k = \frac{N_{pl,Rd} - N_{Rd}}{N_{pl,Rd} - N_c} \quad \text{Eq. 2.20}$$

Portanto no ponto (3) na figura 2.9, quando $N_{Sd} = N_{Rd}$, o M_{NRd} já é o momento máximo que o pilar resiste e conseqüentemente, o momento fletor de cálculo kM_{Sd} tem que ser igual a zero, ponto A do diagrama.

Na faixa (2), quando N_{Sd} está entre N_n e N_{Rd} , o momento resistente M_{NRd} sofre uma redução, conforme a equação 2.22, e então é possível ocorrer um momento fletor kM_{Sd} , correspondente ao intervalo entre M_{Rd} e M'_{NRd} .

$$M'_{NRd} = \frac{M_{N,Rd} (N_{Sd} - N_n)}{(N_{Rd} - N_n)} \quad \text{Eq. 2.21}$$

$$kM_{Sd} \leq 0,9(M_{Rd} - M'_{NRd}) \quad \text{Eq. 2.22}$$

Na equação 2.22 o valor 0,9 representa um coeficiente de redução de resistência.

Já na faixa (1) quando $N_{Sd} \leq N_n$, não há redução de M_{NRd} e o primeiro termo da equação 2.14 é nulo.

Para determinação de $M_{pl,Rd}$ e a da linha neutra plástica, tanto o anexo B da NBR 14323 [6], quanto o anexo C do Eurocode 4 [8], definem fórmulas de acordo com as características geométricas da seção.

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} (z_{pa} - z_{pan}) + 0,5 f_{cd} (z_{pc} - z_{pcn}) + f_{sd} (z_{ps} - z_{psn}) \quad \text{Eq. 2.23}$$

onde,

- z_{pa} – módulo de resistência plástico da seção de aço estrutural;
- z_{ps} – módulo de resistência plástico da seção da armadura longitudinal;
- z_{pc} – módulo de resistência plástico da seção de concreto, considerada não fissurada;
- z_{pan} , z_{pcn} , z_{psn} – módulos de resistência plásticos da região $2h_n$, definida adiante.

Para seções tubulares retangulares preenchidas com concreto, existem as seguintes fórmulas, que são as mesmas na NBR e no Eurocode, exceto a equação 2.24, que existe apenas no Eurocode.

$$z_{pa} = \frac{bh^2}{4} - \frac{2}{3}(r+t)^3 - (r+t)^2(4-\pi)\left(\frac{h}{2} - t - r\right) - z_{pc} - z_{ps} \quad \text{Eq. 2.24}$$

$$z_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{si} e_i \quad \text{Eq. 2.25}$$

$$z_{pc} = \frac{(b-2t)(h-2t)^2}{4} - \frac{2}{3}r^3 - r^2(4-\pi)\left(\frac{h}{2} - t - r\right) - z_{ps} \quad \text{Eq. 2.26}$$

$$z_{pan} = bh_n^2 - z_{pcn} - z_{psn} \quad \text{Eq. 2.27}$$

$$z_{psn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} e_{yii} \quad \text{Eq. 2.28}$$

$$z_{pcn} = (b - 2t)h_n^2 - z_{psn} \quad \text{Eq. 2.29}$$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd})}{2bf_{cd} + 4t(2f_{yd} - f_{cd})} \quad \text{Eq. 2.30}$$

2.8.2. Eurocode 4

O dimensionamento segundo o Eurocode 4 [8] consiste na construção da curva de interação dos pares de momentos e cargas axiais aplicados para os quais a seção mista atinge a plastificação total.

No método de cálculo são feitas quatro verificações:

- resistência da peça;
- resistência à flambagem local;
- introdução de carga;
- resistência ao cisalhamento entre aço e concreto.

Restrições do Eurocode 4:

- A taxa de contribuição do aço é a mesma da adotada na NBR 14323 [6] $0,2 \leq \delta \leq 0,9$, item 2.8.1.
- O valor máximo da esbeltez relativa também é o mesmo da norma brasileira, $\bar{\lambda} \leq 2,0$.
- Para evitar flambagem local no tubo retangular preenchido com concreto:

$$\frac{h}{t} = 52 \sqrt{\frac{235}{f_{ya}}} \quad \text{Eq. 2.31}$$

OBS.: A equação 2.31 é diferente da fornecida pela NBR (equação 2.4), porém os resultados de ambas são bastante similares.

- Peças sujeitas a momentos fletores e forças normais resultantes de ações independentes devem ter o coeficiente de segurança para as forças internas γ_f , reduzido para 80%.

- A armadura longitudinal considerada no cálculo não deve exceder 6% da área da seção transversal de concreto, $A_s \leq 6\%A_c$.

Em casos onde a armadura longitudinal é desprezada no cálculo da resistência do pilar, sendo o pilar interno de edifícios de apartamentos ou escritórios, o Eurocode fixa valores mínimos para a armadura a ser utilizada:

	<i>Diâmetro mínimo (mm)*</i>	<i>Espaçamento máximo (cm)</i>
▪ Barras longitudinais	8	25
▪ Barras transversais (estribos)	6	20

Tabela 2.3 – Valores mínimos de armadura.

* No caso de armaduras constituídas por telas soldadas os diâmetros mínimos podem ser de 4 mm.

2.8.2.1. Esbeltez Relativa

Diversas considerações, fórmulas e coeficientes são iguais na NBR14323 [6] e no EuroCode 4 [8], nestes casos repeti-los seria desnecessário. É suficiente indicar a equação correspondente.

Um desses casos é a esbeltez relativa, cuja formulação é igual à equação 2.7.

As condições para considerar ou não os efeitos de longa duração também são os mesmos definidos na NBR 14323 item 2.8.1.3.

2.8.2.2. Rigidez Efetiva à Flexão

A rigidez à flexão utilizada para o cálculo da esbeltez relativa é dada pela relação:

$$(EI)_{eff,\lambda} = E_a I_a + E_s I_s + 0,6E_{cm} I_c \quad \text{Eq. 2.32}$$

onde,

E_{cm} – módulo de elasticidade do concreto fornecido no Eurocode 2 [17], equação 2.33.

A norma brasileira utiliza o coeficiente 0,8 na terceira parcela da equação 2.32.

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad \text{Eq. 2.33}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad \text{Eq. 2.34}$$

OBS.: Os valores de f_{cm} e f_{ck} são em MPa.

Para levar em consideração os efeitos de longa duração, o módulo E_{cm} deve ser reduzido para o valor E_c dado na seguinte equação:

$$E_c = E_{cm} \frac{1}{1 + \left(\frac{N_{G,Sd}}{N_{S,d}} \right) \varphi_t} \quad \text{Eq. 2.35}$$

onde,

- N_{Sd} – força normal máxima de projeto;
- $N_{G,Sd}$ – parte permanente da força normal máxima de projeto;
- φ_t – coeficiente de efeitos de longa duração.

2.8.2.3. Efeitos de Segunda Ordem

O Eurocode utiliza uma análise elástica linear de segunda ordem.

No caso de colunas isoladas indeslocáveis e peças comprimidas, não é necessário trabalhar com os efeitos de segunda ordem se o aumento das forças e momentos internos devido às deformações, for menor que 10% e se a carga crítica é calculada com a seguinte expressão para a rigidez efetiva:

$$(EI)_{eff,II} = 0,9(E_a I_a + E_s I_s + 0,5E_{cm} I_c) \quad \text{Eq. 2.36}$$

Em pilares com momentos nas extremidades, os efeitos de segunda ordem não precisam ser considerados se a esbelteza relativa $\bar{\lambda}$ for menor do que o valor limite:

$$\bar{\lambda}_{cr} = 0,2 \left(2 - \frac{M_1}{M_2} \right) \quad \text{Eq. 2.37}$$

onde,

M_1 e M_2 – momentos de primeira ordem das extremidades do pilar,
sendo $|M_2| \geq |M_1|$.

Em casos que não são possíveis desprezar os efeitos de segunda ordem, utiliza-se um fator k para aumentar o momento fletor de primeira ordem de projeto M_{Ed} .

$$k = \frac{\beta}{\left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \right) \right]} \geq 1,0 \quad \text{Eq. 2.38}$$

onde,

N_{Ed} – força normal de cálculo.

N_{cr} – carga crítica de flambagem relativa ao eixo considerado.

A equação 2.38 é equivalente à equação 2.10 segundo a NBR, β equivale a C_m , e o seu cálculo pelo Eurocode equivale à equação 2.11.

2.8.2.4. Resistência Plástica à Compressão

A resistência no regime plástico da seção à sua plastificação total é igual à fornecida pela NBR 14323 [6] equação 2.12.

Se a força cisalhante da seção de aço $V_{a,Ed}$ exceder 50% da força cisalhante de projeto $V_{pla,Rd}$ da seção de aço, a influência das forças cisalhantes transversais na resistência à flexão e à força normal tem que ser considerada na determinação da curva de interação. Isto é feito utilizando um fator de redução ρ_w no cálculo da resistência de projeto do aço $\rho_w f_{yd}$.

Como simplificação, o Eurocode indica um diagrama poligonal para substituir a curva de interação, conforme a figura 2.10.

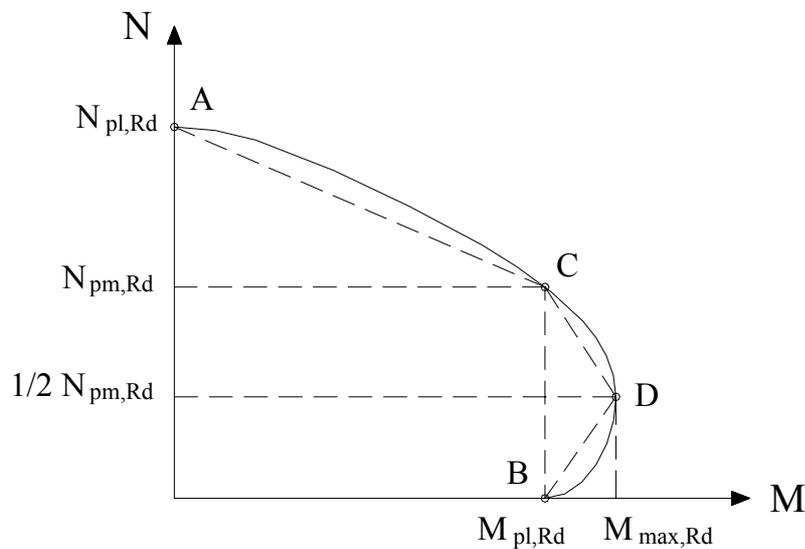


Figura 2.10 – Curva de interação simplificada [8].

Na figura 2.10 o ponto A corresponde a resistência da seção mista ao carregamento normal centrado $N_{pl,Rd}$ e o ponto B representa a capacidade de resistência à flexão pura $M_{pl,Rd}$.

No ponto C ocorre compressão acompanhada de flexão ocasionada pela excentricidade do carregamento. A resistência $N_{pm,Rd}$ pode ser considerada como $f_{cd} A_c$, ou seja, a capacidade de resistência da parcela do concreto.

No ponto D, é atingido o momento máximo $M_{máx,Rd}$ e o valor da força normal $N_{pm,Rd}$ cai pela metade.

2.8.2.5. Resistência à Compressão Axial

$$\frac{N_{Sd}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{Eq. 2.39}$$

onde,

χ – fator de redução devido a flambagem, equação 2.40 (equivalente a ρ na equação 2.13 da NBR);

$N_{pl,Rd}$ – resistência à compressão no regime plástico, equação 2.12.

O fator de redução devido ao modo de flambagem é dado no item 6.3.1.1 do Eurocode 3 [42] pela seguinte equação:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}}} \quad \text{Eq. 2.40}$$

onde,

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{Eq. 2.41}$$

onde,

- α – fator de imperfeição;
- $\bar{\lambda}$ – esbeltez relativa, equação 2.7.

O valor do fator de imperfeição α é dado em função da curva de flambagem no Eurocode 3 [42], a curva adequada é definida de acordo com a taxa de armadura do concreto no Eurocode 4 [8].

<i>Taxa de armadura do aço</i>	$\rho_s \leq 3\%$	$3\% < \rho_s \leq 6\%$
<i>Curva de flambagem</i>	<i>a</i>	<i>b</i>
<i>Fator de imperfeição α</i>	<i>0,21</i>	<i>0,34</i>

Tabela 2.4 – Fatores de imperfeição para curvas de flambagem de perfis tubulares retangulares.

2.8.2.6. Resistência à Flexo-compressão

A resistência da seção à flexo-compressão, assim como a curva de interação correspondente $N \times M$ são calculadas assumindo o diagrama retangular de tensões, levando em consideração a força cisalhante V_{Sd} , quando necessário, conforme exposto anteriormente.

Devem ser satisfeitas as seguintes condições:

$$\frac{M_{x,Sd}}{\mu_{dx} M_{pl,x,Rd}} \leq 0,9 \qquad \frac{M_{y,Sd}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq 0,9 \qquad \text{Eq. 2.42}$$

$$\frac{M_{x,Sd}}{\mu_{dx} M_{pl,x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq 1,0 \qquad \text{Eq. 2.43}$$

O momento resistente plástico $M_{pl,N,Rd}$ levando em consideração a força normal N_{Ed} é encontrado multiplicando-se o momento resistente plástico $M_{pl,Rd}$ pelo fator μ_d . Isto pode ser traduzido graficamente conforme a figura 2.11.

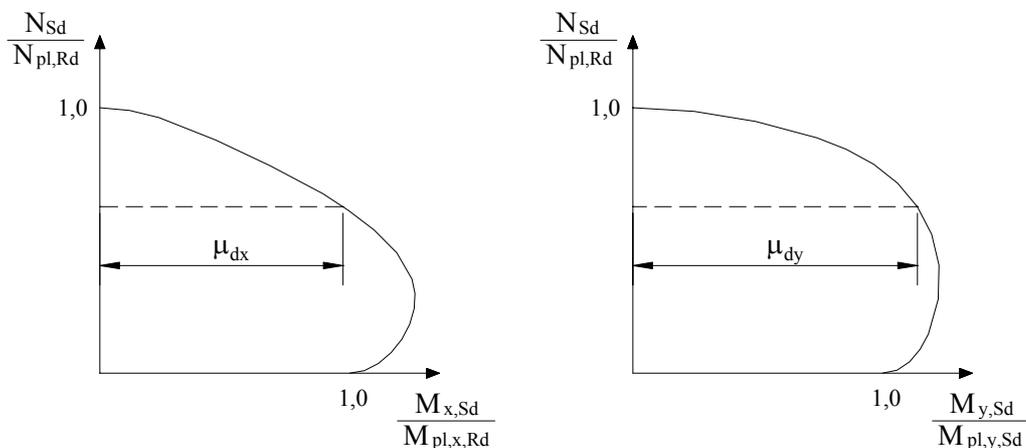


Figura 2.11 – Curva de interação do EuroCode para flexo-compressão.

Para flexão bi-axial, obtendo-se a curva de interação para o pilar, pode-se então verificar se o ponto gerado pelo par dos esforços atuantes em cada direção encontra-se abaixo da envoltória, garantindo assim a segurança.

2.8.3. Norma Canadense

A norma canadense CAN/CSA-S16-01 [11] possui as seguintes restrições de aplicabilidade:

- a esbeltez (relação largura/espessura) das paredes de seções estruturais tubulares retangulares não pode exceder:

$$\frac{w}{t} \leq \frac{1350}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Eq. 2.44}$$

OBS.: esta equação fornece valores similares aos das equações da NBR e do Eurocode (equações 2.4 e 2.31).

- a resistência do concreto deve ser entre 20 e 80 MPa para pilares carregados axialmente e entre 20 e 40 MPa para pilares sujeitos à flexo-compressão;

A norma canadense indica a utilização de placa na extremidade do pilar para transferência de carga para o concreto e o aço.

Neste método de cálculo não é prevista a utilização de armadura.

2.8.3.1. Rigidez Efetiva

$$EI_e = EI_a + \frac{0,6E_c I_c}{1 + \frac{C_{fa}}{C_f}} \quad \text{Eq. 2.45}$$

onde,

- E_c – módulos de elasticidade do concreto, conforme equação 2.46;
- I_a e I_c – momentos de inércia das seções transversais do perfil e do concreto, respectivamente;
- C_{fa} – carga axial permanente aplicada no pilar;
- C_f – carga axial total aplicada no pilar.

$$E_c = \left(3300\sqrt{f'_c + 6900} \right) \left(\frac{\gamma_c}{2300} \right)^{1,5} \quad \text{Eq. 2.46}$$

para concretos com densidade γ_c entre 1500 e 2500 kg/m³.

2.8.3.2. Esbeltez

Algumas equações são iguais as indicadas na NBR e no EuroCode, como é o caso da esbeltez, mas algumas notações são diferentes.

$$\lambda = \sqrt{\frac{C_p}{C_{ec}}} \quad \text{Eq. 2.47}$$

onde,

- C_p – resistência nominal à compressão quando os coeficientes de redução de resistência dos materiais $\phi = \phi_c = 1$ e $\lambda = 0$;
- C_{ec} – carga de flambagem de Euler dada pela expressão:

$$C_{ec} = \frac{\pi^2 EI_e}{(KL)^2} \quad \text{Eq. 2.48}$$

2.8.3.3. Resistência à Compressão

A resistência à compressão de um pilar misto é dada pela expressão:

$$C_{rc} = (\tau \phi_a A_a F_y + \tau' 0,85 \phi_c A_c f'_c) (1 + \lambda^{2n})^{-\frac{1}{n}} \quad \text{Eq. 2.49}$$

onde,

- τ e τ' – coeficientes que levam em conta o efeito do confinamento, iguais a 1 para pilares retangulares;
- F_y – tensão de escoamento do perfil de aço;
- ϕ_a – coeficiente de redução de resistência do aço igual a 0,9;
- ϕ_c – coeficiente de redução de resistência do concreto igual a 0,6;
- f'_c – resistência do concreto;
- n – coeficiente igual a 1,8.

2.8.3.4. Resistência à Flexo-compressão

Um pilar misto de aço preenchido com concreto deve atender as seguintes condições de segurança:

$$\frac{C_f}{C_{rc}} + \frac{B\omega_1 M_f}{M_{rc} \left(1 - \frac{C_f}{C_{ec}}\right)} \leq 1.0 \quad \text{Eq. 2.50}$$

$$\frac{M_f}{M_{rc}} \leq 1.0 \quad \text{Eq. 2.51}$$

onde,

- M_f – momento aplicado no pilar;
- M_{rc} – momento resistente, calculado pela equação 2.55.

$$B = \frac{C_{rco} - C_{rcm}}{C_{rco}} \quad \text{Eq. 2.52}$$

onde,

- C_{rco} – resistência à compressão com $\lambda = 0$.

$$C_{rcm} = \phi_c A_c f_c' \quad \text{Eq. 2.53}$$

Para peças não sujeita a carregamentos transversais entre os apoios:

$$\omega_1 = 0,6 - 0,4\kappa \geq 0,4 \quad \text{Eq. 2.54}$$

onde,

- κ – taxa do menor momento de extremidade pelo maior, positivo para curvatura dupla e negativo para curvatura simples.

$$M_{rc} = C_r e + C_r' e' \quad \text{Eq. 2.55}$$

onde,

- C_r – resistência à compressão devido ao aço num pilar misto,

- equação 2.56;
- C_r' – resistência à compressão devido ao concreto num pilar misto, equação 2.57;
- e – braço de alavanca entre a resistência à compressão C_r e a resistência à tração T_r ;
- e' – braço de alavanca entre a resistência à compressão C_r' e a resistência à tração T_r do aço;

$$C_r = \frac{\phi A_a F_y - C_r'}{2} \quad \text{Eq. 2.56}$$

$$C_r' = \phi_c a (b - 2t) f_c' \quad \text{Eq. 2.57}$$

2.8.4. Norma Americana

A norma americana AISC-LRFD [10] postula as seguintes limitações:

- A área da seção transversal de aço (perfil I ou tubo) deve ser igual ou superior a 4% do total da seção transversal mista.
- O espaçamento da armadura longitudinal e transversal de contenção do concreto não deve ser maior do que 2/3 da menor dimensão da seção transversal do concreto.
- A área da seção transversal das armaduras longitudinal e transversal deve ser pelo menos 1,8 cm² vezes o seu espaçamento em metros.
- O revestimento de concreto deve garantir pelo menos 38 mm de cobertura externa das armaduras tanto transversal, quanto longitudinal.
- Resistência à compressão do concreto f_{ck} deve ser entre 21 e 55 MPa para concreto tradicional e maior do que 28 MPa para concretos com agregados leves.
- A tensão de escoamento mínima do aço estrutural e das barras da armadura utilizada no cálculo da resistência da coluna mista não deve ultrapassar 415 MPa.

- A espessura mínima da parede do aço estrutural tubular ou HSS preenchido com concreto deve ser igual a $b\sqrt{f_y/3E}$ para cada face de largura b em seções retangulares e $D\sqrt{f_y/8E}$ para seções circulares de diâmetro externo D .
- Barras da armadura longitudinal, considerada na resistência do pilar, não podem ser interrompidas nas regiões de bases, emendas ou ligações com vigas.
- O índice de esbeltez λ , dado na equação 2.44, não pode ser superior a 200 e o parâmetro de esbeltez λ_c , equação 2.50, não pode ultrapassar 1,5 K.
- Para análise rígido-plástica ou elásto-plástica a força normal de compressão de cálculo no pilar deve ser inferior a $0,85 \phi_c N_{pl,Rd}$ ou $0,75 \phi_c N_{pl,R}$, em sistemas indeslocáveis ou deslocáveis, respectivamente.

2.8.4.1. Esbeltez

A norma americana define a seguinte expressão para a esbeltez:

$$\lambda = \frac{KL}{r_m} \quad \text{Eq. 2.58}$$

onde,

- K – parâmetro de flambagem;
- L – comprimento destravado do pilar;
- r_m – raio de giração do perfil de aço.

2.8.4.2.**Resistência ao cisalhamento fora das regiões de introdução de carga**

Quando a relação entre a força normal de compressão de cálculo e a resistência de cálculo correspondente for menor do que 0,3, é necessário determinar a quantidade necessária de conectores de cisalhamento. Para isso trata-se o pilar misto como uma viga mista, ou seja, considera-se a força normal igual a zero e mantém-se o momento fletor.

2.8.4.3.**Resistência à Compressão Axial**

A resistência de cálculo à compressão axial é dada pela seguinte expressão:

$$N_{Rd} = \phi_c N_R \quad \text{Eq. 2.59}$$

onde,

ϕ_c – coeficiente de redução de resistência igual a 0,85.

$$N_R = A_a F_{cr} \quad \text{Eq. 2.60}$$

para $\lambda_c \leq 1,5$

$$F_{cr} = 0,658^\theta f_{my} \quad \text{Eq. 2.61}$$

para $\lambda_c > 1,5$

$$F_{cr} = \frac{0,877 f_{my}}{\theta} \quad \text{Eq. 2.62}$$

$$\theta = \lambda_c^2 \quad \text{Eq. 2.63}$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r_m} \left(\frac{f_{my}}{E_m} \right)^{1/2} \quad \text{Eq. 2.64}$$

$$f_{my} = f_{ya} + c_1 f_{ys} \left(\frac{A_s}{A_a} \right) + c_2 f_{ck} \left(\frac{A_c}{A_a} \right) \quad \text{Eq. 2.65}$$

$$E_m = E_a + c_3 E_c \left(\frac{A_c}{A_a} \right) \quad \text{Eq. 2.66}$$

onde,

- KL – comprimento de flambagem do pilar;
- A_a, A_c, A_s – áreas das seções transversais do perfil de aço, do concreto e da armadura, respectivamente;
- f_{ya}, f_{ys} – limites de escoamento dos aços do perfil e da armadura, respectivamente;
- f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão;
- E_a – módulo de elasticidade do aço do perfil;
- E_c – módulo de elasticidade do concreto;
- c_1, c_2, c_3 – coeficientes iguais a 1.0, 0.85, 0.4 para tubos preenchidos com concreto.

2.8.4.4. Resistência à Flexo-compressão

Para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{0,9M_{x,pl,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{0,9M_{y,pl,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad \text{Eq. 2.67}$$

Para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{0,9M_{x,pl,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{0,9M_{y,pl,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad \text{Eq. 2.68}$$

onde,

- N_{Sd} – força normal de cálculo;
- N_{Rd} – resistência de cálculo à compressão axial;
- $M_{x,Sd}$ – momento fletor de cálculo, considerando efeitos de

segunda ordem e imperfeições, em torno do eixo x da seção, análogo para $M_{y,Sd}$;

$M_{x,pl,Rd}$ – resistência de cálculo da seção mista ao momento fletor.

O valor $M_{x,pl,Rd}$ é determinado com base na distribuição plástica de tensões na seção transversal mista, considerando-se apenas o concreto comprimido (com uma tensão de $0,85 f_{ck}$), o perfil de aço e as barras da armadura.

Quando $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,3$ não é necessário usar conectores para desenvolver o comportamento misto, mas caso contrário devem ser utilizados conectores da mesma forma que para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = 0$.

Quando os efeitos de segunda ordem forem calculados por métodos aproximados, as cargas críticas de flambagem elástica devem ser calculadas pela seguinte expressão:

$$N_{cr} = \frac{A_a f_{my}}{\lambda_c^2} \quad \text{Eq. 2.69}$$