

2. Revisão Bibliográfica

2.1. Considerações iniciais

Neste capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica sobre pilares de concreto armado, dividida basicamente em duas partes. A primeira apresenta alguns conceitos sobre o comportamento de pilares e as recomendações normativas para o dimensionamento segundo a NBR 6118:2003. A segunda parte apresenta resumos de alguns trabalhos relacionados a pilares de alta resistência.

2.2. Pilares de concreto armado

Os pilares são elementos estruturais lineares, em geral verticais, onde o esforço predominante é a força normal de compressão, e que têm como função principal receber as cargas atuantes nos diversos níveis da estrutura e conduzi-las até a fundação.

Os pilares são elementos estruturais importantes numa construção, que, junto com as vigas, formam os pórticos que resistem às ações verticais e horizontais que garantem a estabilidade global da estrutura.

2.3. Situações básicas de projeto

Para efeito de projeto, os pilares dos edifícios podem ser classificados nos seguintes tipos: pilares intermediários, pilares de extremidade e pilares de canto. A cada um desses tipos básicos de pilares corresponde uma situação de projeto diferente.

O **pilar intermediário** é aquele que não tem excentricidade inicial de carga; considera-se então a compressão centrada para a situação de projeto, pois como as lajes e vigas são contínuas sobre o pilar, os momentos fletores transmitidos ao

pilar são pequenos e desprezíveis. A figura 2.1 apresenta um modelo de pilar intermediário.

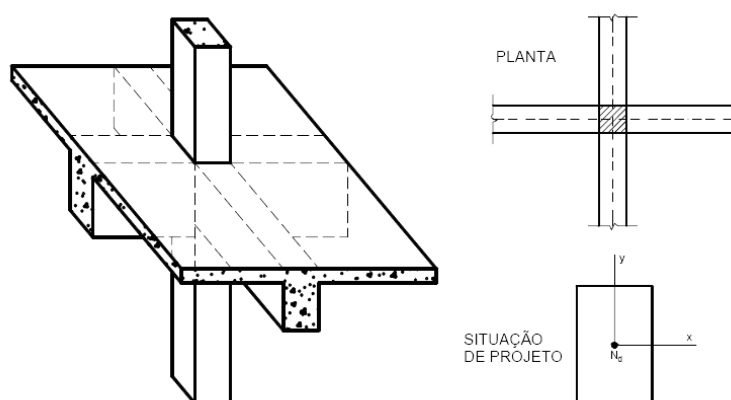


Figura 2.1 - Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares intermediários
(BASTOS, 2005)

Os **pilares de extremidade** geralmente encontram-se posicionados nas bordas dos edifícios, vindo daí o termo “pilar de extremidade”, como mostrado na figura 2.2. Na situação de projeto, os pilares de extremidade estão submetidos à flexão composta reta, que decorre da interrupção, sobre o pilar, da viga perpendicular à borda de extremidade. Nas seções do topo e da base destes pilares ocorrem excentricidades de 1ª ordem e_1 , oriundas dos momentos fletores de 1ª ordem M_A e M_B .

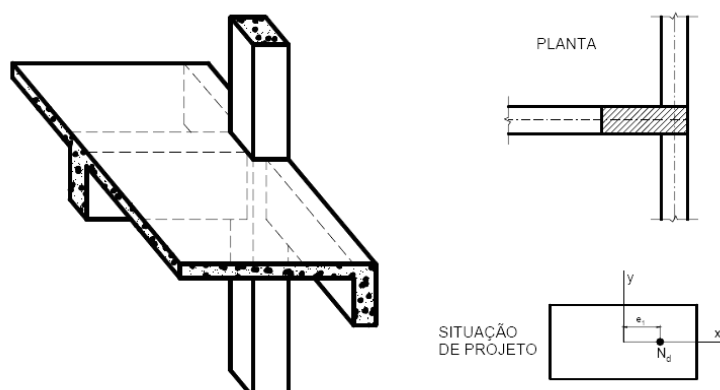


Figura 2.2 - Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares de extremidade
(BASTOS, 2005)

Os **pilares de canto** de modo geral encontram-se posicionados nos cantos dos edifícios, vindo daí o termo “pilar de canto”, como mostrado na figura 2.3. Na situação de projeto estão submetidos à flexão composta oblíqua, que decorre da interrupção das vigas perpendiculares às bordas do pilar. Nas seções do topo e da base dos pilares de canto ocorrem excentricidades de 1ª ordem nas duas direções do pilar e_{1x} e e_{1y} , gerando então momentos fletores M_A e M_B de 1ª ordem nas extremidades do pilar, nas duas direções.

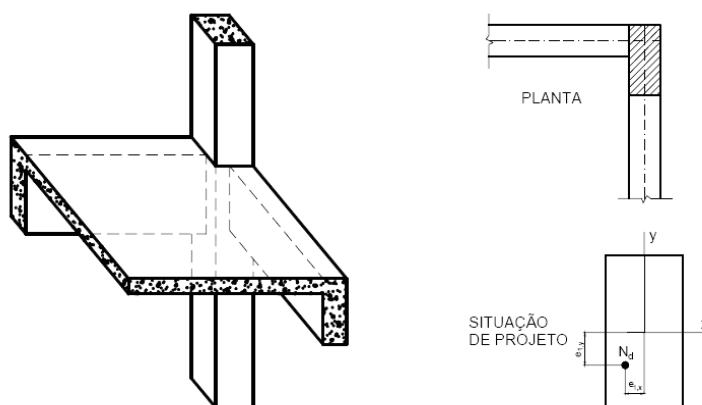


Figura 2.3 - Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares de canto (BASTOS, 2005)

2.3.1. Efeitos locais de 1ª ordem

Num pilar, são chamados efeitos de 1ª ordem aqueles cuja análise é feita considerando o equilíbrio da estrutura num determinado nível de solicitações com sua configuração geométrica inicial, não deformada.

2.3.2. Efeitos locais de 2ª ordem

Os efeitos de 2ª ordem são aqueles que se adicionam aos obtidos na análise de 1ª ordem. A avaliação do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada. Esses efeitos podem ser desprezados quando não representem acréscimos superiores a 10% dos efeitos de 1ª ordem. Para elementos isolados, os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados também quando o índice de esbeltez for menor do que o valor de esbeltez limite ($\lambda \leq \lambda_l$).

Segundo a NBR 6118:2003, a análise com efeitos de 2ª ordem deve ser feita de modo a assegurar que, para as combinações mais desfavoráveis das ações de cálculo, não ocorra perda de estabilidade, nem esgotamento da capacidade resistente de cálculo.

2.4. Excentricidade

2.4.1. Excentricidade de 1ª ordem

A excentricidade de 1ª ordem é aquela que surge devido à existência de momentos fletores solicitantes que existem ao longo do comprimento do pilar, ou devido ao ponto teórico de aplicação da força normal estar localizado fora do centro de gravidade da seção transversal.

A figura 2.4 mostra os possíveis casos de excentricidade de 1ª ordem considerando a força normal de cálculo N_d e o momento fletor de cálculo M_d (independente de N_d).

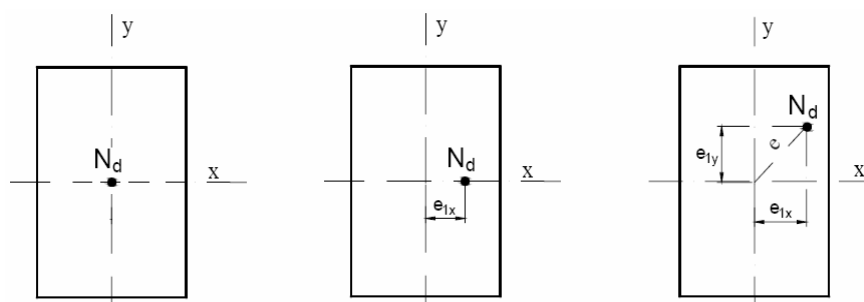


Figura 2.4 – Casos possíveis de excentricidade de 1ª ordem (BASTOS, 2005)

2.4.2. Excentricidade acidental

No caso da verificação de um lance de pilar, deve ser considerado o efeito do desaprumo ou da falta de retilidade do eixo do pilar conforme mostra a figura 2.5.

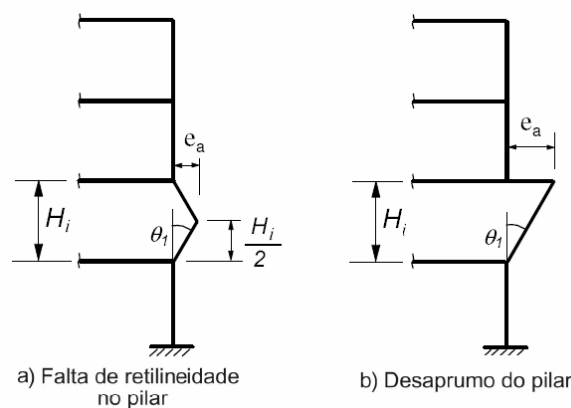


Figura 2.5 – Casos de possíveis de imperfeições geométricas (GUIMARÃES, 2009)

Admite-se que, nos casos usuais, a consideração apenas da falta de retilidade ao longo do lance do pilar seja suficiente. A imperfeição geométrica pode ser avaliada pelo ângulo:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H_i}} \quad (2.1)$$

Sendo neste caso:

$$\theta_{1\min} = 1/300$$

$$\theta_{1\max} = 1/200$$

A excentricidade acidental a ser considerada será:

$$e_a = \frac{H\theta_{1\min}}{2} \geq \frac{H}{600} \quad (2.2)$$

$$e_a = \frac{H\theta_{1\max}}{2} \leq \frac{H}{400}$$

Onde H é a altura do lance do pilar em metros.

2.4.3. Excentricidade de 2ª ordem

A força normal atuante no pilar, com as excentricidades de 1ª ordem (excentricidade inicial), provoca deformações que dão origem a uma nova excentricidade, denominada excentricidade de 2ª ordem.

Nos pilares considerados isoladamente, a excentricidade de 2ª ordem varia ao longo da reta que liga os seus extremos, como mostra a figura 2.6.

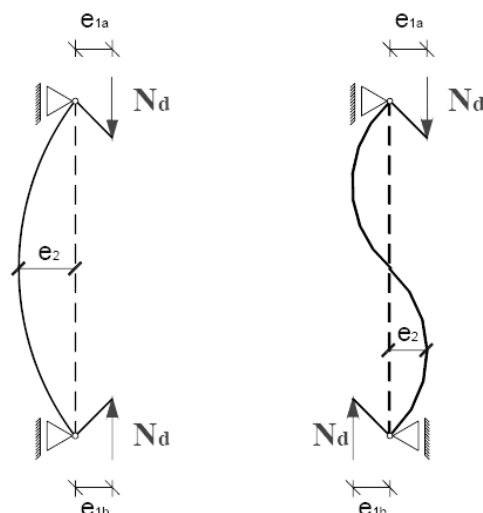


Figura 2.6 – Casos possíveis de excentricidade de 2ª ordem (MELGES, 2007)

2.5. Índice de esbeltez

O índice de esbeltez é a razão entre o comprimento de flambagem e o raio de giração, nas direções a serem consideradas.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (2.3)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (2.4)$$

Onde:

l_e = Comprimento de flambagem

i = Raio de giração da seção geométrica da peça

I = Momento de inércia da seção transversal.

A = Área da seção transversal

Para o caso em que a seção transversal do pilar é retangular, resulta:

$$i = \sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}$$

$$i = \frac{h}{3.46} \quad (2.5)$$

Então o índice de esbeltez para um pilar de seção retangular é:

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{l_e}{h} \quad (2.6)$$

O comprimento de flambagem ℓ_e do elemento isolado depende das vinculações na base e no topo do pilar, conforme os esquemas mostrados na Figura 2.7.

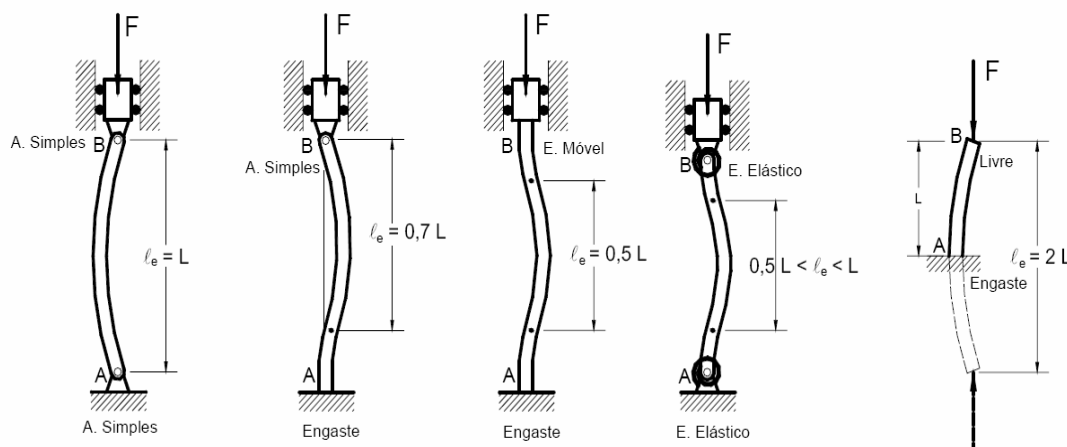


Figura 2.7 – Comprimento de flambagem (BASTOS, 2005)

2.5.1. Esbeltez limite λ_1

Os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados quando o índice de esbeltez do elemento for menor do que o valor limite λ_1 . O valor limite do índice de esbeltez λ_1 depende de diversos fatores, os mas preponderantes são:

- A excentricidade relativa de 1ª ordem: e_1 / h .
- A vinculação dos extremos da coluna isolada.
- A forma do diagrama de momento de 1ª ordem.

O índice λ_1 pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (2.7)$$

Onde e_1 representa a excentricidade de 1ª ordem, não incluindo a excentricidade acidental e_a .

$$35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

O valor de α_b deve ser obtido da seguinte maneira:

a. Pilares Biapoiados sem carga transversais

$$\alpha_b = 0.6 + 0.4 \frac{M_B}{M_A} \geq 0.4 \quad (2.8)$$

$$0.4 \leq \alpha_b \leq 1.0$$

M_A e M_B são momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar. Deve ser adotado para M_A o maior valor absoluto ao longo do pilar bi-apoiado e para M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A , e negativo caso contrário.

b. Pilares Biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura

$$\alpha_b = 1.0$$

c. Pilares em balanço

$$\alpha_b = 0.8 + 0.2 \frac{M_C}{M_A} \geq 0.85 \quad (2.9)$$

$$1.0 \geq \alpha_b \geq 0.85$$

M_A é o momento de 1ª ordem no engaste e M_C é o momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

d. Pilares Biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo dado por:

$$M_{1d,min} = N_d (0.015 + 0.03h) \quad (2.10)$$

$$\alpha_b = 1.0$$

2.5.2. Classificação quanto à esbeltez

De acordo com o índice de esbeltez λ , os pilares podem ser classificados em:

- Pilares curtos $\rightarrow \lambda \leq \lambda_1$
- Pilares esbeltos $\rightarrow \lambda > \lambda_1$

Segundo a NBR 6118:2003, os pilares devem ter índice de esbeltez menor ou igual a 200 ($\lambda \leq 200$). Apenas no caso de postes com força normal menor que $0,10 f_{cd} A_c$, o índice pode ser maior que 200.

2.6.

Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem

De acordo com a NBR 6118:2003, o cálculo dos efeitos locais de 2ª ordem para barras submetidas à flexo-compressão normal pode ser feita pelo método geral ou por métodos aproximados.

2.6.1.

Método geral

O método geral consiste em estudar o comportamento da barra com uma discretização adequada, à medida que se dá o aumento do carregamento ou de sua excentricidade.

A utilização desse método se justifica pela qualidade dos seus resultados, que retratam com maior precisão o comportamento real da estrutura, pois considera a não linearidade geométrica, de maneira bastante precisa e não aproximada. O método geral é obrigatório para pilares com $\lambda > 140$.

2.6.2.

Métodos aproximados

A determinação dos esforços locais de 2ª ordem pode ser feita por métodos aproximados como os do pilar-padrão e do pilar-padrão melhorado.

2.6.2.1.

Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

O método do pilar padrão com curvatura aproximada pode ser empregado apenas para o cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, de seção constante e de armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo.

A não-linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a configuração deformada da barra seja senoidal.

A não linearidade física é levada em conta através de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica.

A excentricidade de 2ª ordem e_2 é dada por:

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad (2.11)$$

Sendo $1/r$ a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela expressão aproximada:

$$\frac{1}{r} = \frac{0.005}{h(v + 0.5)} \leq \frac{0.005}{h} \quad (2.12)$$

Onde:

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (2.13)$$

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,\min}$$

$$M_{1d,\min} = N_d (0.015 + 0.03h) \quad (2.14)$$

Assim, o momento total máximo no pilar pode ser calculado pela expressão:

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{l_e^2}{10} \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (2.15)$$

Sendo:

l_e = Comprimento de flambagem

h = Dimensão da seção transversal na direção considerada

v = Força normal adimensional

N_d = Força normal de cálculo

α_b = Coeficiente definido no item 2.5.1

$M_{1d,A}$ = Valor de cálculo de 1ª ordem do momento M_A , item 2.5.1

$M_{1d,\min}$ = Momento fletor mínimo de 1ª ordem

2.6.2.2.

Método do pilar-padrão com rigidez k aproximada

Assim como o método anterior, este método do pilar padrão com rigidez k aproximada é restrito a pilares com $\lambda \leq 90$, de seção retangular constante, armadura simétrica e constante ao longo do comprimento.

A não-linearidade geométrica também é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformada da barra seja senoidal. A não linearidade física é levada em conta através de uma expressão aproximada da rigidez.

O momento total máximo no pilar deve ser calculado a partir da majoração do momento de 1ª ordem pela expressão:

$$M_{d,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \kappa / v}} \geq \begin{Bmatrix} M_{1d,A} \\ M_{1d,min} \end{Bmatrix} \quad (2.16)$$

Sendo o valor da rigidez adimensional κ dado aproximadamente pela expressão:

$$\kappa = 32 \cdot \left(1 + 5 \frac{M_{d,tot}}{h N_d} \right) \cdot v \quad (2.17)$$

As variáveis α_b , $M_{1d,A}$, v , h , N_d são as mesmas definidas no item anterior. Observa-se que para o cálculo da rigidez adimensional k depende de $M_{1d,tot}$ resultando assim em um processo iterativo, segundo a NBR 6118:2003 usualmente duas ou três iterações são suficientes. No entanto, para evitar o processo iterativo deve-se substituir a expressão 2.17 na expressão 2.16 onde se obtém uma equação de 2º grau que serve para calcular diretamente o valor de $M_{d,tot}$ como se observa na expressão 2.18.

$$M_{d,tot}^2 + \left(\frac{1}{5} h N_d - \lambda^2 h N_d - \alpha_b M_{1d,A} \right) M_{d,tot} - \frac{1}{5} \alpha_b h N_d M_{1d,A} = 0 \quad (2.18)$$

2.6.2.3.

Método do pilar-padrão acoplado a diagramas M, N, 1/r

A determinação dos esforços locais de 2ª ordem em pilares com $\lambda \leq 140$ pode ser feita pelo método do pilar padrão ou pilar padrão melhorado, utilizando-se para a curvatura da seção crítica valores obtidos de diagramas M, N, 1/r específicos para o caso. Se $\lambda > 90$, é obrigatória a consideração dos efeitos da fluência.

2.7.

Estado limite último

Os pilares de concreto armado podem atingir a ruína de duas diferentes maneiras, dependendo da geometria e do carregamento aplicado. A ruína pode se dar por esgotamento da capacidade resistente, denominada ruína por ruptura, ou pode se dar por instabilidade do equilíbrio.

2.7.1.

Ruína por ruptura

A ruptura de uma seção transversal do eixo do pilar é alcançada quando para um dado esforço solicitante não se consegue encontrar uma distribuição de tensões capaz de garantir o equilíbrio entre os esforços solicitantes e os esforços resistentes. A ruptura pode ocorrer tanto pelo esmagamento do concreto, como por uma deformação considerada excessiva da armadura.

A curva relacionando uma carga axial excêntrica F atuando sobre um pilar com o deslocamento transversal δ numa seção ao longo do seu eixo, é mostrado na figura 2.8.

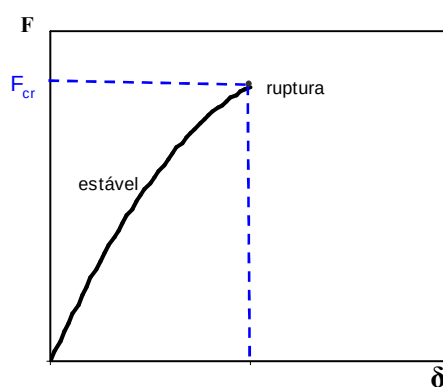


Figura 2.8 – Curva carga – deslocamento, ruína por ruptura

2.7.2.

Instabilidade do equilíbrio

Este tipo de ruína é característico em pilares esbeltos. Acrescentando carga ao pilar, os deslocamentos transversais crescem até que, atingido um valor crítico de carga, o equilíbrio torna-se instável. Na figura 2.9 é apresentada uma curva relacionando a carga axial excêntrica F com o deslocamento transversal δ numa seção ao longo do eixo do pilar. Observa-se que atingida a carga crítica, o

equilíbrio só é possível se houver uma redução da mesma, o que caracteriza o trecho de equilíbrio instável da curva.

Atinge-se a instabilidade sem haver o esgotamento da capacidade resistente da seção. A seção ainda é capaz de absorver esforços, porém a taxa de crescimento dos esforços resistentes é menor que a taxa de crescimento dos esforços solicitantes. Evidentemente que com o crescimento dos deslocamentos transversais crescem também os momentos fletores de segunda ordem e, após a instabilidade, ocorre a ruptura da seção.

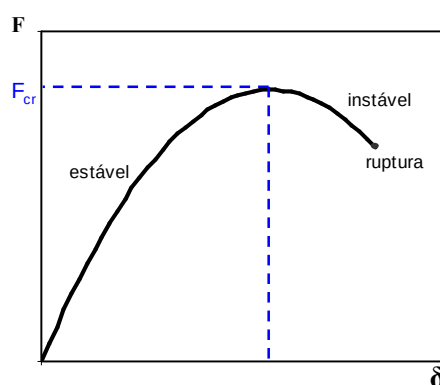


Figura 2.9 – Curva carga – deslocamento, instabilidade do equilíbrio

2.8. Pesquisas sobre pilares de concreto armado

2.8.1. LLOYD e RANGAN (1996)

LLOYD e RANGAN investigaram o comportamento de pilares com concreto de alta resistência submetido à carga de compressão excêntrica. O programa experimental contém 36 pilares esbeltos, com comprimento de 1680 mm. As variáveis de estudo foram:

- Seção transversal (175mm x 175mm ou 300mm x 100mm).
- Resistência à compressão do concreto (58 MPa, 92 MPa e 97 MPa).
- Taxa de armadura longitudinal (variável entre 1,5% e 2%).
- Índice de esbeltez (32 e 56).
- Excentricidade inicial (variável entre 10 mm e 65 mm).

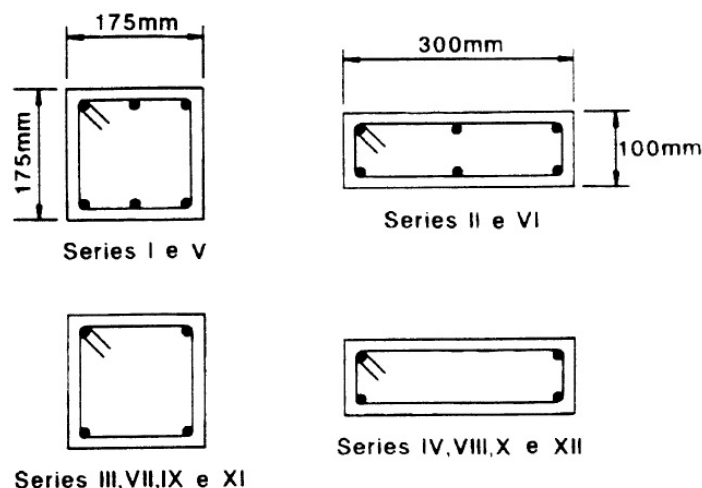


Figura 2.10 - Detalhes dos pilares ensaiados (LLOYD e RANGAN, 1996)

Nos ensaios observou-se que com o incremento da resistência à compressão do concreto e da taxa de armadura longitudinal também aumenta a resistência do pilar. Por outro lado o incremento da excentricidade inicial produz a diminuição da resistência do pilar e aumento do deslocamento na região central do modelo.

Para a análise dos deslocamentos, os autores assumem a configuração fletida do pilar, como a função senoidal.

$$v(x) = \delta \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{l_e}\right) \quad (2.19)$$

Seja κ a derivada segunda da expressão 2.18

$$\kappa = \delta \cdot \frac{\pi^2}{l_e^2} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{l_e}\right) \quad (2.20)$$

A máxima curvatura se produz a meia altura do pilar, então $x = l_e/2$

$$\delta = \kappa \cdot \frac{l_e^2}{\pi^2} \quad (2.21)$$

O momento fletor no pilar é calculado com a seguinte expressão:

$$M_e = P(e + \delta) \quad (2.22)$$

O modo de ruptura dos pilares foi por flexão com esmagamento do concreto na zona comprimida. Os pilares com menor excentricidade inicial mostraram pouca ou nenhuma deformação após atingir a carga de máxima. A ruptura foi brusca e explosiva. Enquanto os pilares com maiores excentricidades iniciais apresentaram também maiores deformações, nestes pilares observaram-se fissuras e deformações significativas antes de alcançar a carga máxima. Após isso as

deformações continuam aumentando o que é um indicador de comportamento dúctil do pilar. A figura 2.11 apresenta as curvas força-deslocamento obtida nos ensaios.

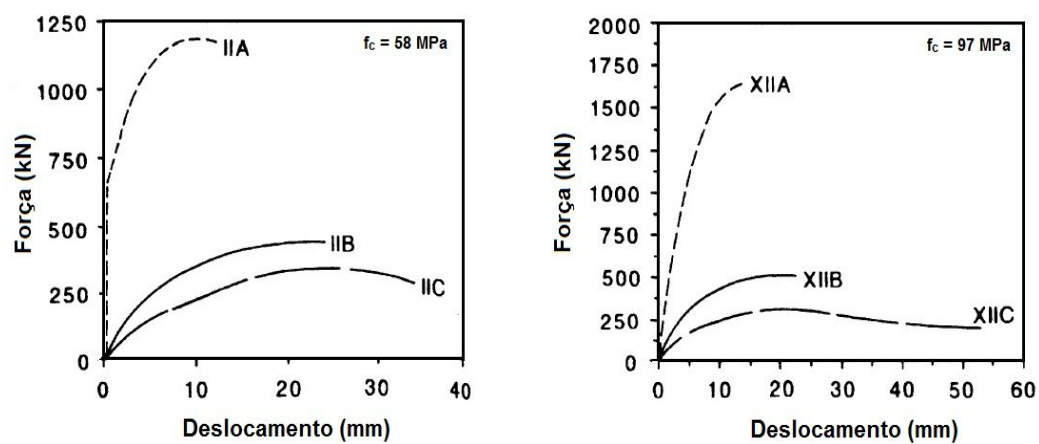


Figura 2.11 – Curvas força–deslocamento na região central do pilar
(LLOYD e RANGAN, 1996)

Os resultados desses ensaios estão apresentados na tabela 2.1 e serão usados nas análises feitas no capítulo 4.

Tabela 2.1 – Resultados dos ensaios (LLOYD e RANGAN, 1996)

Pilar	Aço	L cm	b cm	H cm	f_c MPa	λ	e_1 cm	F_u kN	Experimental		Curvatura aprox.		Rigidez aprox.	
									e_2 cm	e_{total} cm	e_2 cm	e_{total} cm	e_2 cm	e_{total} cm
I A	6 Ø 12	168	17,5	17,5	58	33	1,5	1476	0,83	2,33	0,61	2,11	0,35	1,85
I B	6 Ø 12	168	17,5	17,5	58	33	5,0	830	1,25	6,25	0,83	5,83	0,62	5,62
I C	6 Ø 12	168	17,5	17,5	58	33	6,5	660	1,32	7,82	0,93	7,43	0,68	7,18
II A	6 Ø 12	168	30	10	58	58	1,0	1192	1,02	2,02	1,19	2,19	0,84	1,84
II B	6 Ø 12	168	30	10	58	58	3,0	436	2,31	5,31	1,88	4,88	1,19	4,19
II C	6 Ø 12	168	30	10	58	58	4,0	342	2,30	6,30	2,03	6,03	1,28	5,28
III A	4 Ø 12	168	17,5	17,5	58	33	1,5	1140	0,88	2,38	0,71	2,21	0,35	1,85
III B	4 Ø 12	168	17,5	17,5	58	33	5,0	723	1,29	6,29	0,89	5,89	0,62	5,62
III C	4 Ø 12	168	17,5	17,5	58	33	6,5	511	1,17	7,67	1,02	7,52	0,68	7,18
IV A	4 Ø 12	168	30	10	58	58	1,0	915	1,23	2,23	1,38	2,38	0,84	1,84
IV B	4 Ø 12	168	30	10	58	58	3,0	425	1,86	4,86	1,90	4,90	1,19	4,19
IV C	4 Ø 12	168	30	10	58	58	4,0	262	2,18	6,18	2,17	6,17	1,28	5,28
V A	6 Ø 12	168	17,5	17,5	92	33	1,5	1704	0,62	2,12	0,73	2,23	0,35	1,85
V B	6 Ø 12	168	17,5	17,5	92	33	5,0	1018	0,97	5,97	0,94	5,94	0,62	5,62
V C	6 Ø 12	168	17,5	17,5	92	33	6,5	795	1,23	7,73	1,03	7,53	0,68	7,18
VI A	6 Ø 12	168	30	10	92	58	1,0	1189	1,61	2,61	1,52	2,52	0,84	1,84
VI B	6 Ø 12	168	30	10	92	58	3,0	471	2,36	5,36	2,10	5,10	1,19	4,19
VI C	6 Ø 12	168	30	10	92	58	4,0	422	2,22	6,22	2,16	6,16	1,28	5,28
VII A	4 Ø 12	168	17,5	17,5	92	33	1,5	1745	0,76	2,26	0,72	2,22	0,35	1,85
VII B	4 Ø 12	168	17,5	17,5	92	33	5,0	908	1,11	6,11	0,98	5,98	0,62	5,62
VII C	4 Ø 12	168	17,5	17,5	92	33	6,5	663	1,54	8,04	1,10	7,60	0,68	7,18
VIII A	4 Ø 12	168	30	10	92	58	1,0	1043	1,34	2,34	1,61	2,61	0,84	1,84
VIII B	4 Ø 12	168	30	10	92	58	3,0	369	2,04	5,04	2,23	5,23	1,19	4,19
VIII C	4 Ø 12	168	30	10	92	58	4,0	312	2,15	6,15	2,30	6,30	1,28	5,28
IX A	4 Ø 12	168	17,5	17,5	97	33	1,5	1975	0,64	2,14	0,69	2,19	0,35	1,85
IX B	4 Ø 12	168	17,5	17,5	97	33	5,0	1002	1,09	6,09	0,96	5,96	0,62	5,62
IX C	4 Ø 12	168	17,5	17,5	97	33	6,5	746	1,42	7,92	1,07	7,57	0,68	7,18
X A	4 Ø 12	168	30	10	97	58	1,0	1610	1,33	2,33	1,34	2,34	0,84	1,84
X B	4 Ø 12	168	30	10	97	58	3,0	436	2,05	5,05	2,17	5,17	1,19	4,19
X C	4 Ø 12	168	30	10	97	58	4,0	333	2,02	6,02	2,30	6,30	1,28	5,28
XI A	4 Ø 12	168	17,5	17,5	97	33	1,5	1932	0,56	2,06	0,70	2,20	0,35	1,85
XI B	4 Ø 12	168	17,5	17,5	97	33	5,0	970	1,07	6,07	0,98	5,98	0,62	5,62
XI C	4 Ø 12	168	17,5	17,5	97	33	6,5	747	1,39	7,89	1,07	7,57	0,68	7,18
XII A	4 Ø 12	168	30	10	97	58	1,0	1650	1,32	2,32	1,32	2,32	0,84	1,84
XII B	4 Ø 12	168	30	10	97	58	3,0	509	2,13	5,13	2,09	5,09	1,19	4,19
XII C	4 Ø 12	168	30	10	97	58	4,0	314	2,06	6,06	2,32	6,32	1,28	5,28

2.8.2. LEE e SON (2000)

O objetivo deste trabalho foi verificar métodos para o projeto de pilares de concreto de alta resistência. Um total de 32 pilares foram ensaiados para investigar o comportamento estrutural sob aplicação de carga excêntrica. As principais variáveis no programa experimental foram:

- Resistência à compressão do concreto (variável entre 35 MPa e 93 MPa).
- Taxa de armadura longitudinal (variável entre 1,13% e 5,51%).
- Excentricidade inicial (variável entre 2 cm e 6,5 cm).
- Índice de esbeltez (19, 40 e 61).
- Recobrimento da armadura.

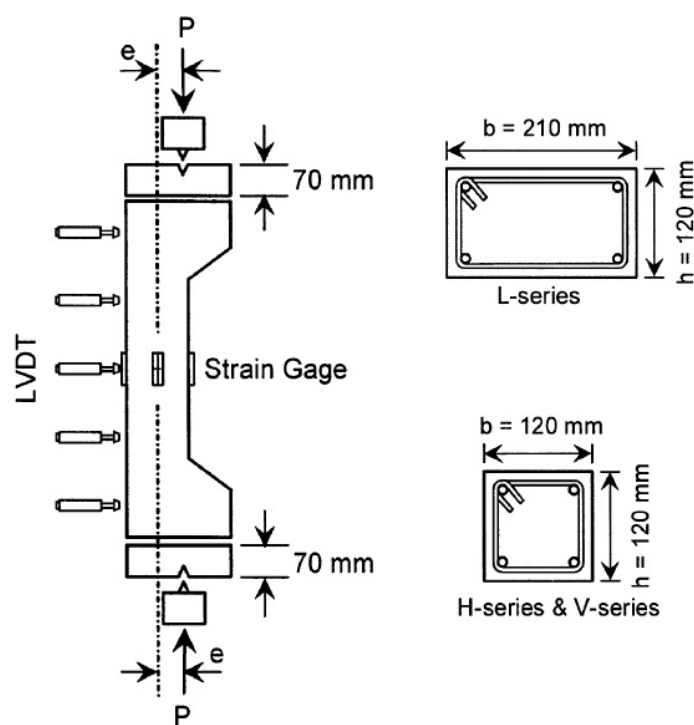


Figura 2.12 - Detalhes dos pilares ensaiados (LEE e SON, 2000)

No estudo se faz uma análise do comportamento dos pilares de acordo com sua esbeltez, concluindo que os pilares esbeltos têm comportamento mais flexível que os de esbeltez média, e estes por sua vez, comportam-se relativamente mais flexíveis do que os pilares curtos, sob as mesmas excentricidades iniciais.

Nos ensaios observou-se que a resistência dos pilares é inversamente proporcional ao índice de esbeltez e à excentricidade inicial. Os pilares esbeltos de resistência normal e alta resistência tiveram o mesmo modo de ruptura que os

pilares curtos, com esmagamento do concreto na região central, na face comprimida. No entanto, a área da zona de ruptura nos pilares esbeltos é relativamente menor comparada com os pilares curtos.

Os resultados experimentais dos testes foram comparados com os obtidos empregando diversos diagramas de distribuição de tensões: retangular, trapezoidal e retangular modificado. Observou-se que as previsões da carga axial empregando os três diagramas de distribuição de tensões apresentam valores próximos entre eles e relativamente próximos aos obtidos nos ensaios.

Os resultados desses ensaios estão apresentados na tabela 2.2 e serão usados nas análises feitas no capítulo 4.

Tabela 2.2 – Resultados dos ensaios (LEE e SON, 2000)

Serie	Pilar	Aço	L cm	b cm	h cm	f _c MPa	λ	e ₁ cm	F _u kN	Experimental		Curvatura aprox.		Rigidez aprox.	
										e ₂ cm	e _{total} cm	e ₂ cm	e _{total} cm	e ₂ cm	e _{total} cm
L	LS-1	4 Ø 10	66	21	12	42	19	2,0	736	0,12	2,12	0,15	2,15	0,11	2,11
	LS-2	4 Ø 10	66	21	12	42	19	4,5	371	0,23	4,73	0,21	4,71	0,15	4,65
	LS-3	4 Ø 10	66	21	12	42	19	6,5	173	0,42	6,92	0,27	6,77	0,17	6,67
	LM-1	4 Ø 10	138	21	12	42	40	2,0	653	0,70	2,70	0,71	2,71	0,51	2,51
	LM-2	4 Ø 10	138	21	12	42	40	4,5	360	1,25	5,75	0,94	5,44	0,68	5,18
	LM-3	4 Ø 10	138	21	12	42	40	6,5	146	1,10	7,60	1,24	7,74	0,74	7,24
	LL-1	4 Ø 10	210	21	12	35	61	2,0	413	1,75	3,75	1,90	3,90	1,33	3,33
	LL-2	4 Ø 10	210	21	12	35	61	4,5	172	2,17	6,67	2,64	7,14	1,65	6,15
	LL-3	4 Ø 10	210	21	12	35	61	6,5	108	1,60	8,10	2,95	9,45	1,78	8,28
H	HS-1	4 Ø 10	66	12	12	70	19	2,5	529	0,09	2,59	0,18	2,68	0,12	2,62
	HS-2	4 Ø 10	66	12	12	70	19	4,5	333	0,28	4,78	0,22	4,72	0,15	4,65
	HS-3	4 Ø 10	66	12	12	70	19	6,5	187	0,35	6,85	0,27	6,77	0,17	6,67
	HM-1	4 Ø 10	138	12	12	70	40	2,0	508	0,81	2,81	0,79	2,79	0,51	2,51
	HM-2	4 Ø 10	138	12	12	70	40	4,5	307	1,08	5,58	0,99	5,49	0,68	5,18
	HM-3	4 Ø 10	138	12	12	70	40	6,5	156	1,01	7,51	1,21	7,71	0,74	7,24
	HL-1	4 Ø 10	210	12	12	70	61	2,0	523	1,97	3,97	1,81	3,81	1,33	3,33
	HL-2	4 Ø 10	210	12	12	70	61	4,5	205	1,84	6,34	2,62	7,12	1,65	6,15
	HL-3	4 Ø 10	210	12	12	70	61	6,5	118	1,49	7,99	2,98	9,48	1,78	8,28
HA	HS-1A	4 Ø 16	66	12	12	70	19	2,5	669	0,13	2,63	0,16	2,66	0,12	2,62
	HS-3A	4 Ø 16	66	12	12	70	19	6,5	340	0,29	6,79	0,22	6,72	0,17	6,67
	HM-1A	4 Ø 16	138	12	12	70	40	2,0	631	0,65	2,65	0,71	2,71	0,51	2,51
	HM-3A	4 Ø 16	138	12	12	70	40	6,5	273	1,04	7,54	1,03	7,53	0,74	7,24
	HL-1A	4 Ø 16	210	12	12	70	61	2,5	488	1,85	4,35	1,87	4,37	1,42	3,92
	HL-3A	4 Ø 16	210	12	12	70	61	6,5	216	2,32	8,82	2,58	9,08	1,78	8,28
V	VS-1	4 Ø 10	66	12	12	93	19	2,5	655	0,26	2,76	0,18	2,68	0,12	2,62
	VS-2	4 Ø 10	66	12	12	93	19	4,5	416	0,27	4,77	0,22	4,72	0,15	4,65
	VM-1	4 Ø 10	138	12	12	93	40	2,0	639	0,82	2,82	0,81	2,81	0,51	2,51
	VM-2	4 Ø 10	138	12	12	93	40	4,5	324	1,35	5,85	1,07	5,57	0,68	5,18
VA	VS-1A	4 Ø 16	66	12	12	93	19	2,5	831	0,23	2,73	0,16	2,66	0,12	2,62
	VS-2A	4 Ø 16	66	12	12	93	19	4,5	531	0,24	4,74	0,20	4,70	0,15	4,65
	VM-1A	4 Ø 16	138	12	12	93	40	2,0	796	1,05	3,05	0,73	2,73	0,51	2,51
	VM-2A	4 Ø 16	138	12	12	93	40	4,5	475	1,20	5,70	0,93	5,43	0,68	5,18