

2 Revisão Bibliográfica

2.1. Introdução

Neste capítulo é feita uma revisão bibliográfica sobre pilares de concreto armado. Inicialmente, são descritos os métodos da NBR 6118:2003 para o projeto de pilares esbeltos, que serão empregados no capítulo 4 na comparação com os resultados experimentais. Em seguida, são apresentados alguns trabalhos experimentais relacionados a pilares de alta resistência submetidos à flexão composta reta e oblíqua.

2.2. Pilares de concreto armado

Pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente disposto na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes (NBR 6118:2003, item 14.4.1.2).

Nas estruturas, os pilares têm a função principal de transmitir as ações verticais (cargas gravitacionais e de serviço) e as ações horizontais (Vento) às fundações.

2.3. Índice de esbeltez

O índice de esbeltez (λ) de pilares é a razão entre o seu comprimento de flambagem (l_e) e o raio de giração (i) da sua seção transversal:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (2.1)$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad (2.2)$$

onde,

I_c é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo principal em torno do qual tem-se o momento fletor;

A_c é a área da seção transversal de concreto.

2.4.

Esbeltez limite λ_1

Segundo a NBR 6118:2003 (item 15.8.2), os efeitos locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor limite λ_1 , calculado pela expressão:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12.5 \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (2.3)$$

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

onde,

e_1 representa a excentricidade de 1ª ordem, não inclui a excentricidade acidental e_a ;

h é a altura da seção transversal na direção considerada;

O valor de α_b pode ser obtido de acordo com as seguintes situações:

a) *Pilares biapoiados sem cargas transversais*

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,4 \quad (2.4)$$

$$0,4 \leq \alpha_b \leq 1,0$$

Sendo M_A e M_B os momentos solicitantes de 1ª ordem nos extremos do pilar. Adota-se para M_A o maior valor absoluto entre os dois momentos de extremidade. Deve ser adotado o sinal positivo para M_B , se este tracionar a mesma face que M_A (curvatura simples), e negativo caso contrário (curvatura dupla).

b) *Pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura*

$$\alpha_b = 1,0$$

c) *Pilares em balanço*

$$\alpha_b = 0,8 + 0,2 \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad (2.5)$$

$$0,85 \leq \alpha_b \leq 1,0$$

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, estabelecido pela expressão (2.9)

$$\alpha_b = 1,0$$

2.5. Classificação segundo a esbeltez

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

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

A NBR 6118:2003 não permite que se projete pilar com índice de esbeltez (λ) maior do que 200. Esse valor pode ser ultrapassado nos casos de postes com força normal menor do que $0,1 f_{cd} A_c$.

2.6. Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem

De acordo com a NBR 6118:2003 o cálculo dos efeitos locais de 2ª ordem pode ser feito pelo método geral ou por métodos aproximados. Esses efeitos podem ser desprezados quando não representem acréscimos superiores a 10% dos efeitos de 1ª ordem.

2.6.1. Método geral

Segundo a NBR 6118:2003, o método consiste na análise não-linear de 2ª ordem efetuada com:

- Discretização adequada da barra,
- Consideração da relação momento-curvatura real em cada seção,
- Consideração da não linearidade geométrica de maneira não aproximada.

O método geral é obrigatório para $\lambda > 140$.

2.6.2. Método do pilar padrão com curvatura aproximada

Este método aplica-se somente ao caso de flexão composta reta, de seção constante e de armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. Pode ser empregado apenas para pilares com $\lambda \leq 90$.

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

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

A excentricidade de 2ª ordem e_2 é dada pela expressão:

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad (2.6)$$

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

$$\frac{1}{r} = \frac{0.005}{h(\nu + 0.5)} \leq \frac{0.005}{h} \quad (2.7)$$

onde,

h é a altura da seção na direção considerada;

ν é a força normal adimensional dada por:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (2.8)$$

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

$$M_{1d,\min} = N_d (0.015 + 0.03h) \quad (2.9)$$

O momento fletor máximo no pilar (soma do momento de 1ª ordem com o momento de 2ª ordem) é dado por:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (2.10)$$

onde,

α_b é o coeficiente definido no item 2.4;

$M_{1d,A}$ é o valor de cálculo de 1ª ordem do momento M_A ;

$M_{1d,\min}$ é o momento fletor mínimo de 1ª ordem;

N_d é a força normal de cálculo;

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto.

2.6.3.

Método do pilar padrão com rigidez k aproximada

Este método pode ser aplicado em pilares submetidos à flexão composta reta e flexão composta oblíqua, analisando-se cada uma das direções principais, simultaneamente.

O método é permitido para $\lambda \leq 90$, em pilares de seção retangular constante, armadura simétrica e constante ao longo do comprimento.

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

O momento total máximo no pilar deve ser calculado pela expressão:

$$M_{d,tot} = \frac{\alpha_b \cdot M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \cdot \frac{\kappa}{\nu}}} \geq \left\{ \begin{array}{l} M_{1d,A} \\ M_{1d,min} \end{array} \right\} \quad (2.11)$$

Sendo κ a rigidez adimensional, calculada aproximadamente por:

$$\kappa = 32 \cdot \left(1 + 5 \frac{M_{d,tot}}{h \cdot N_d} \right) \cdot \nu \quad (2.12)$$

As variáveis ν , h , α_b , $M_{1d,A}$ e N_d são as mesmas definidas no item anterior.

Observa-se que o valor da rigidez adimensional κ é necessário para o cálculo de $M_{d,tot}$, e para o cálculo de κ utiliza-se o valor de $M_{d,tot}$. Portanto a solução pode ser obtida por tentativas (usualmente duas ou três iterações são suficientes). Alternativamente, substituindo a expressão κ (equação 2.12) em $M_{d,tot}$ (equação 2.11) obtém-se uma equação do 2º grau, sem a necessidade de se fazer iterações:

$$M_{d,tot}^2 + \left(0,2 \cdot h \cdot N_d - \frac{\lambda^2 \cdot h \cdot N_d}{19200} - \alpha_b \cdot M_{1d,A} \right) M_{d,tot} - 0,2 \cdot \alpha_b \cdot h \cdot N_d \cdot M_{1d,A} = 0 \quad (2.13)$$

Fazendo-se:

$$a = 1,0$$

$$b = 0,2 \cdot h \cdot N_d - \frac{\lambda^2 \cdot h \cdot N_d}{19200} - \alpha_b \cdot M_{1d,A}$$

$$c = -0,2 \cdot \alpha_b \cdot h \cdot N_d \cdot M_{1d,A}$$

$$M_{d,tot} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4.a.c}}{2.a} \quad (2.14)$$

2.6.4.

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

Segundo a NBR 6118:2003, 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. Para $\lambda > 90$, é obrigatória a consideração dos efeitos da fluência.

2.6.5.

Método do pilar padrão para pilares com seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua

Quando a esbeltez de um pilar de seção retangular submetido à flexão composta oblíqua for menor que 90 ($\lambda < 90$) nas duas direções principais, pode ser aplicado o processo aproximado descrito no item 2.6.3 simultaneamente em cada uma das duas direções. A amplificação dos momentos de 1ª ordem em cada direção é diferente, pois depende de valores distintos de rigidez e esbeltez.

Uma vez obtida a distribuição de momentos totais, de 1ª e 2ª ordem, em cada direção, deve-se verificar, para cada seção ao longo do eixo, se a composição desses momentos solicitantes fica dentro da envoltória de momentos resistentes para a armadura escolhida. Essa verificação pode ser realizada em apenas três seções: nas das extremidades A e B e numa intermediária onde se admite atuar ao mesmo tempo os momentos $M_{d,tot}$ nas duas direções (x e y).

2.7.

Pesquisas sobre pilares de concreto armado

Um número expressivo de pesquisas sobre o comportamento de pilares de concreto de alta resistência submetidos à flexão composta reta já foi realizado. Algumas dessas pesquisas foram realizadas por Kim e Yang (1995), Lloyd e Rangan (1996), Ibrahim e MacGregor (1996), Claeson e Gylltoft (1998), Lee e Son (2000), Sarker e Rangan (2003), Germain e Espion (2005), Galano e Vignoli (2008). Porém, existem poucas pesquisas sobre pilares submetidos à flexão composta oblíqua; para pilares de concreto de alta resistência existem as de

Sarker et al (2000) e Pallares et al (2008) e para pilares de concreto de resistência convencional existem as de Wang e Yang (1992) e Kim e Lee (2000).

No Brasil, algumas pesquisas sobre pilares esbeltos já foram realizadas, entre as quais citam-se a de MELO (2009), que fez um estudo experimental e numérico do comportamento de pilares birrotulados de concreto armado submetidos à flexo-compressão normal, a de AGUIRRE (2010) que estudou a análise teórica e experimental do comportamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência sujeitos à flexo-compressão e a de OLARTE (2010) que realizou um estudo experimental do comportamento de pilares esbeltos de alta resistência submetidos à flexão composta reta.

A Tabela 2.1 reúne os trabalhos encontrados na bibliografia e classificados de acordo a tipo de solicitação (B: flexo-compressão biaxial e U: flexo-compressão uniaxial), tempo de aplicação de carga e resistência de concreto segundo a norma CEP-FIP Model Code 1990 (Concreto de normal resistência ≤ 50 MPa e concreto de alta resistência > 50 MPa). Nesta tabela pode-se observar que é baixo o número de ensaios experimentais em pilares esbeltos de concreto de alta resistência submetido à flexão composta oblíqua.

Tabela 2.1 – Resumo dos ensaios experimentais em pilares de concreto encontrados na bibliografia

Autor	Ano	Nº Ensaios	Tipo de solicitação		Tempo de aplicação de carga		Resistência do concreto	
			U	B	Curto	Longo	Alta	Normal
Wang & Hsu	1992	6	0	6	6	0	0	6
Kim & Yang	1995	30	30	0	30	0	20	10
Lloyd & Rangan	1996	36	36	0	36	0	36	0
Ibrahim & MacGregor	1996	20	20	0	20	0	20	0
Chuang et al.	1997	18	18	0	18	0	18	0
Foster & Attard	1997	68	68	0	68	0	41	27
Claeson & Gylltoft	1998	12	12	0	12	0	6	6
Lee & Son	2000	32	32	0	32	0	23	9
Claeson & Gylltoft	2000	6	6	0	3	3	3	3
Kim & Lee	2000	16	6	10	16	0	0	16
Sarker et al.	2000	12	0	12	12	0	12	0
Sarker & Rangan	2003	18	18	0	18	0	18	0
Germain & Espion	2005	12	12	0	12	0	12	0
Galano & Vignoli	2008	60	60	0	60	0	48	12
Pallares et al.	2008	56	23	33	56	0	56	0
Melo (UnB)	2009	24	24	0	24	0	0	24
Aguirre (USP)	2010	12	12	0	12	0	8	4
Olarte (PUC-RIO)	2010	8	8	0	8	0	4	4

2.7.1. LLOYD e RANGAN (1996)

LLOYD e RANGAN pesquisaram o comportamento de 36 pilares esbeltos de concreto de alta resistência submetidos à compressão excêntrica.

Os principais parâmetros foram a esbelteza e a excentricidade da carga. Os pilares foram divididos em 12 séries de 3 pilares. As dimensões da seção transversal eram 175 mm x 175 mm ou 300 mm x 100 mm (Figura 2.1), o comprimento efetivo dos pilares foi 1680 mm, a resistência à compressão do concreto foi de 58 MPa, 92 MPa e 97 MPa, a taxa de armadura longitudinal variou entre 1,5% e 2%. O índice de esbelteza foi de 33 e 56 e a excentricidade inicial variou entre 10 mm e 65 mm.

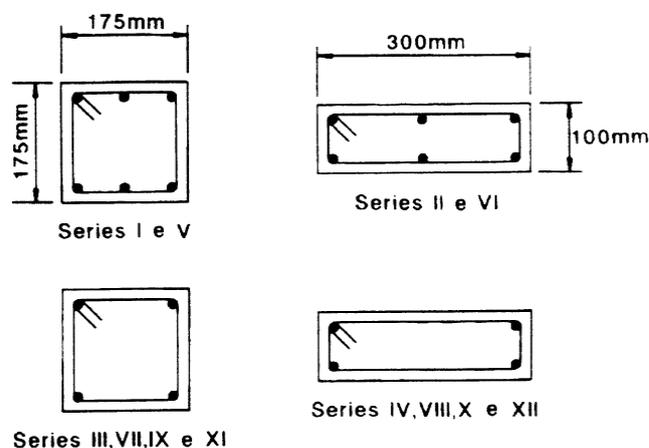


Figura 2.1 – Detalhes da seção transversal dos pilares ensaiados
(LLOYD e RANGAN, 1996)

Nos ensaios verificou-se que os pilares ofereceram maior resistência ao incrementar a taxa de armadura longitudinal e a resistência à compressão do concreto. O incremento da excentricidade inicial resultou na redução da resistência do pilar com acréscimos de deslocamento na região central.

Os autores assumem que a configuração deformada do pilar seja senoidal para a análise dos deslocamentos.

$$v(x) = \delta \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{l_e}\right) \quad (2.15)$$

A curvatura do pilar (κ) foi obtida pela expressão seguinte:

$$\kappa = \delta \cdot \frac{\pi^2}{l_e^2} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{l_e}\right) \quad (2.16)$$

A máxima curvatura é dada a meia altura do pilar ($x=l/2$), então o deslocamento (δ) pode ser obtido por:

$$\delta = \kappa \cdot \frac{l_e^2}{\pi^2} \quad (2.17)$$

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

$$M_e = P(e + \delta) \quad (2.18)$$

A ruína de todos os pilares foi por flexão com esmagamento do concreto na zona comprimida. A ruptura dos pilares com menor excentricidade inicial foi brusca e explosiva, apresentando pouca ou nenhuma deformação após atingir a carga máxima. Porém, a ruptura dos pilares com maior excentricidade inicial teve um comportamento dúctil, apresentando fissuras e deformações significativas antes de alcançar a carga máxima.

A Tabela 2.2 mostra os resultados dos pilares ensaiados e serão utilizados nas análises feitas no capítulo 4. Nesta tabela foram acrescentadas as colunas referentes às excentricidades calculadas pelos métodos da curvatura aproximada e da rigidez aproximada recomendadas pela NBR 6118:2003.

Tabela 2.2 – Resultados dos ensaios de 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	30,0	10,0	58	58	1,0	1192	1,02	2,02	1,19	2,19	0,84	1,84
II B	6 Ø 12	168	30,0	10,0	58	58	3,0	436	2,31	5,31	1,88	4,88	1,19	4,19
II C	6 Ø 12	168	30,0	10,0	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	30,0	10,0	58	58	1,0	915	1,23	2,23	1,38	2,38	0,84	1,84
IV B	4 Ø 12	168	30,0	10,0	58	58	3,0	425	1,86	4,86	1,90	4,90	1,19	4,19
IV C	4 Ø 12	168	30,0	10,0	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	30,0	10,0	92	58	1,0	1189	1,61	2,61	1,52	2,52	0,84	1,84
VI B	6 Ø 12	168	30,0	10,0	92	58	3,0	471	2,36	5,36	2,10	5,10	1,19	4,19
VI C	6 Ø 12	168	30,0	10,0	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	30,0	10,0	92	58	1,0	1043	1,34	2,34	1,61	2,61	0,84	1,84
VIII B	4 Ø 12	168	30,0	10,0	92	58	3,0	369	2,04	5,04	2,23	5,23	1,19	4,19
VIII C	4 Ø 12	168	30,0	10,0	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	30,0	10,0	97	58	1,0	1610	1,33	2,33	1,34	2,34	0,84	1,84
X B	4 Ø 12	168	30,0	10,0	97	58	3,0	436	2,05	5,05	2,17	5,17	1,19	4,19
X C	4 Ø 12	168	30,0	10,0	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	30,0	10,0	97	58	1,0	1650	1,32	2,32	1,32	2,32	0,84	1,84
XII B	4 Ø 12	168	30,0	10,0	97	58	3,0	509	2,13	5,13	2,09	5,09	1,19	4,19
XII C	4 Ø 12	168	30,0	10,0	97	58	4,0	314	2,06	6,06	2,32	6,32	1,28	5,28

2.7.2. CLAESON e GYLLTOFT (1998)

CLAESON e GYLLTOFT realizaram um estudo experimental com 12 pilares esbeltos de concreto de alta resistência submetidos à carga excêntrica de curta duração. As variáveis principais foram a seção transversal, resistência à compressão do concreto, comprimento do pilar e taxa de armadura longitudinal. Os pilares foram divididos em três séries com 4 cada uma.

Os pilares da 1ª série possuíam seção transversal quadrada de 120 mm de lado, comprimento de 2400 mm e taxa de armadura longitudinal de 3,47%. Os pilares da 2ª série e 3ª série tinham seção transversal quadrada de 200 mm de lado, comprimento variando de 3000 mm a 4000 mm e taxa de armadura longitudinal de 2%. A resistência à compressão do concreto variou de 33 MPa a 93 MPa e a excentricidade inicial foi de 20 mm.

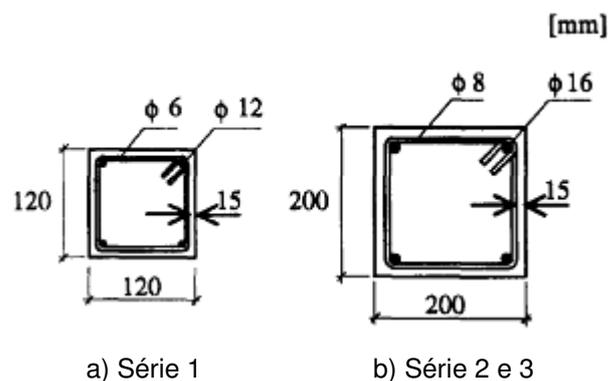


Figura 2.2 – Detalhes da seção transversal dos pilares ensaiados
(CLAESON e GYLLTOFT, 1998)

A ruína de todos os pilares foi devido ao esmagamento do concreto na região central. A ruptura dos pilares de concreto de alta resistência foi repentina e explosiva característica da ruptura frágil.

Os resultados são apresentados na Tabela 2.3 e serão usados nas análises feitas no capítulo 4. Nesta tabela foram acrescentadas as colunas referentes às excentricidades calculadas pelos métodos da curvatura aproximada e da rigidez aproximada recomendadas pela NBR 6118:2003.

Tabela 2.3 – Resultados dos ensaios de CLAESON e GYLLTOFT (1998)

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
N-A (I)	4 Ø 12	260	12	12	43	75	2	320	2,60	4,60	2,76	4,76	2,24	4,24
N-A (I)	4 Ø 12	260	12	12	43	75	2	280	2,40	4,40	2,95	4,95	2,24	4,24
H-A (I)	4 Ø 12	260	12	12	86	75	2	370	3,60	5,60	3,52	5,52	2,24	4,24
H-A (I)	4 Ø 12	260	12	12	86	75	2	330	4,70	6,70	3,66	5,66	2,24	4,24
N-B (I)	4 Ø 16	320	20	20	33	55	2	990	2,20	4,20	2,04	4,04	1,48	3,48
N-B (I)	4 Ø 16	320	20	20	33	55	2	990	2,10	4,10	2,04	4,04	1,48	3,48
H-B (I)	4 Ø 16	320	20	20	91	55	2	2310	2,30	4,30	2,25	4,25	1,48	3,48
H-B (II)	4 Ø 16	320	20	20	92	55	2	2350	2,00	4,00	2,24	4,24	1,48	3,48
N-C (II)	4 Ø 16	420	20	20	37	73	2	900	4,00	6,00	3,97	5,97	3,07	5,07
N-C (II)	4 Ø 16	420	20	20	37	73	2	920	3,60	5,60	3,92	5,92	3,07	5,07
H-C (II)	4 Ø 16	420	20	20	93	73	2	1530	3,90	5,90	4,83	6,83	3,07	5,07
H-C (I)	4 Ø 16	420	20	20	93	73	2	1560	4,10	6,10	4,79	6,79	3,07	5,07

2.7.3. LEE e SON (2000)

LEE e SON investigaram o comportamento estrutural de 32 pilares de concreto de alta resistência submetidos à carga excêntrica. O objetivo desta pesquisa foi verificar os métodos básicos para o projeto deste tipo de pilares.

As principais variáveis foram a resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura longitudinal, excentricidade inicial e o índice de esbeltez.

Os pilares tinham seções transversais de 210 mm x 120 mm ou 120 mm x 120 mm (Figura 2.3), a resistência à compressão do concreto variou entre 35 MPa e 93 MPa, a taxa de armadura longitudinal variou entre 1,13 % e 5,51 % e a excentricidade inicial variou entre 20 mm e 65 mm.

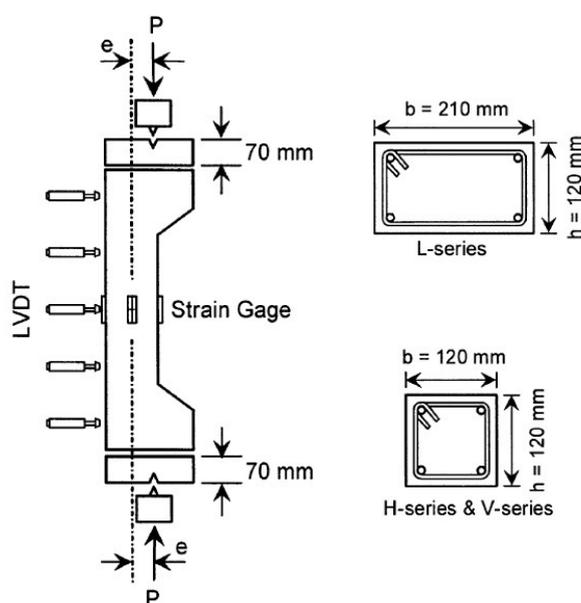


Figura 2.3 – Esquema dos pilares ensaiados por LEE e SON (2000)

No estudo observou-se que os pilares esbeltos têm comportamento mais dúctil que os pilares de esbeltez média, e estes por sua vez, são mais dúcteis do que os pilares curtos, sob as mesmas excentricidades iniciais.

O modo de ruptura de todos os pilares foi por esmagamento do concreto na região central, na face comprimida. Porém, a área da zona de ruptura nos pilares esbeltos foi relativamente menor comparada com os pilares curtos.

O autor observou que não há uma diferença significativa na força axial última dos pilares entre os valores experimentais e os teóricos calculados empregando os diagramas retangular, trapezoidal e retangular modificado de distribuição de tensões dadas pelo ACI. O diagrama de trapezoidal ou retangular

modificado de tensões é recomendado como conservador limite inferior para o projeto de pilares de concreto de alta resistência.

Os resultados são apresentados na Tabela 2.4 e serão usados nas análises feitas no capítulo 4. Nesta tabela foram acrescentadas as colunas referentes às excentricidades calculadas pelos métodos da curvatura aproximada e da rigidez aproximada recomendadas pela NBR 6118:2003.

Tabela 2.4 – Resultados dos ensaios de LEE e SON (2000)

Série	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

2.7.4. GALANO e VIGNOLI (2008)

GALANO e VIGNOLI realizaram um estudo experimental de 60 pilares esbeltos de concreto armado submetidos à flexão composta normal, constituídos de concreto de alta resistência, concreto auto-adensável e concreto normal.

As variáveis principais foram a resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura longitudinal e a excentricidade da carga.

Os pilares tinham seção transversal quadrada de 100 mm de lado, comprimento de 2000 mm, taxa de armadura longitudinal variando de 2,01% (pilares tipo A e C) a 4,52% (pilares tipo B e D).

A resistência à compressão do concreto aos 28 dias foi obtida por sete misturas distintas. As misturas HSCA, HSCB e HSCC representam o concreto de alta resistência vibrado. As misturas SCCE e SCCF são para concretos auto-adensáveis de alta resistência. As misturas NSCD são para concretos de resistência normal, e a mistura SCCG é para concreto auto-adensável com resistência normal.

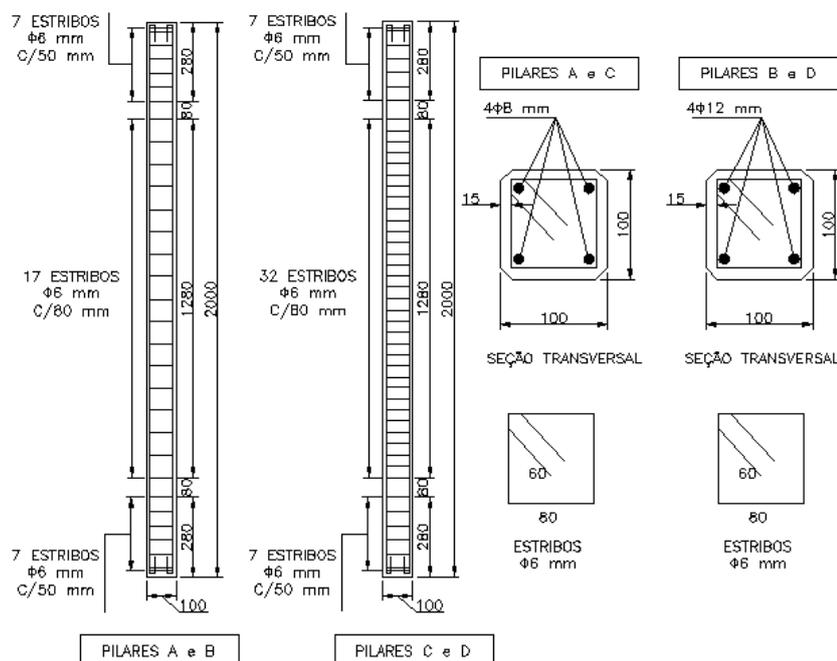


Figura 2.4 – Geometria e detalhamento da armadura (GALANO e VIGNOLI, 2008)

Durante os ensaios, a carga axial foi medida pelo transdutor de pressão e o deslocamento horizontal medido à meia altura do pilar foi monitorado por um transdutor de deslocamento. Cada pilar foi instrumentado com cinco extensômetros na região central dos pilares, sendo um na face comprimida e

quatro na face tracionada. As armaduras não foram instrumentadas e a curvatura foi obtida apenas pelas deformações lidas.

As ruínas foram caracterizadas pelo esmagamento do concreto da face comprimida. Os pilares feitos com concreto de alta resistência, tanto para concretos convencionais quanto para concretos auto-adensáveis, a força última e os valores de ductilidade apresentaram valores similares.

Os pilares de concreto auto-adensável com resistência próxima a 40 MPa apresentaram um comportamento mais dúctil e uma ruptura menos frágil que os demais. A força última, porém, foi menor que a força última dos pilares feitos com concreto convencional.

Nos ensaios verificou-se que a deformação última do concreto foi acima de 3‰ para todos os pilares, exceto para o pilar SCCG-B-25 que apresentou uma ruptura anormal fora da região central, com uma deformação última de 4‰, indicando que o limite de 3‰ para a deformação do concreto apresenta mais segurança no dimensionamento dos pilares.

A Tabela 2.5 mostra os resultados dos pilares ensaiados e serão utilizados nas análises feitas no capítulo 4, cabe ressaltar que a resistência à compressão do concreto dos pilares foi obtida de ensaios de corpos de prova cúbicos. Nesta tabela foram acrescentadas as colunas referentes às excentricidades calculadas pelos métodos da curvatura aproximada e da rigidez aproximada recomendadas pela NBR 6118:2003.

Tabela 2.5 – Resultados dos ensaios de GALANO e VIGNOLI (2008)

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
HSCA-A-8	4 Ø 8	212	10	10	85	73	1	417	1,54	2,29	2,27	3,02	1,48	2,23
HSCA-A-13	4 Ø 8	212	10	10	85	73	1	290	1,62	2,92	2,67	3,97	1,68	2,98
HSCA-A-25	4 Ø 8	212	10	10	85	73	2	155	2,05	4,50	3,30	5,75	1,92	4,37
HSCA-B-8	4 Ø 12	212	10	10	85	73	1	453	1,40	2,10	2,18	2,88	1,45	2,15
HSCA-B-13	4 Ø 12	212	10	10	85	73	1	34	2,05	3,35	4,17	5,47	1,68	2,98
HSCA-B-25	4 Ø 12	212	10	10	85	73	3	192	3,60	6,10	3,10	5,60	1,93	4,43
HSCB-A-8	4 Ø 8	212	10	10	101	73	1	445	0,87	1,62	2,39	3,14	1,48	2,23
HSCB-A-13	4 Ø 8	212	10	10	101	73	1	338	1,81	3,11	2,69	3,99	1,68	2,98
HSCB-A-25	4 Ø 8	212	10	10	101	73	2	172	2,06	4,46	3,36	5,76	1,91	4,31
HSCB-B-8	4 Ø 12	212	10	10	101	73	1	437	0,80	1,65	2,41	3,26	1,52	2,37
HSCB-B-13	4 Ø 12	212	10	10	101	73	1	379	1,26	2,51	2,57	3,82	1,66	2,91
HSCB-B-25	4 Ø 12	212	10	10	101	73	3	199	3,15	5,65	3,23	5,73	1,93	4,43
HSCC1-A-13	4 Ø 8	212	10	10	131	73	1	348	1,17	2,47	2,93	4,23	1,68	2,98
HSCC1-A-20	4 Ø 8	212	10	10	131	73	2	243	1,80	3,70	3,28	5,18	1,82	3,72
HSCC1-A-25	4 Ø 8	212	10	10	131	73	3	173	2,29	4,79	3,55	6,05	1,93	4,43

Tabela 2.6 – Resultados dos ensaios de GALANO e VIGNOLI (2008) Continuação

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
HSCC1-B-13	4 Ø 12	212	10	10	131	73	1	361	1,48	2,78	2,89	4,19	1,68	2,98
HSCC1-B-20	4 Ø 12	212	10	10	131	73	2	269	2,23	4,13	3,18	5,08	1,82	3,72
HSCC1-B-30	4 Ø 12	212	10	10	131	73	3	183	3,59	6,59	3,51	6,51	2,00	5,00
HSCC2-A-13	4 Ø 8	212	10	10	131	73	1	419	1,69	2,99	2,74	4,04	1,68	2,98
HSCC2-A-18	4 Ø 8	212	10	10	131	73	2	280	1,76	3,56	3,15	4,95	1,80	3,60
HSCC2-A-25	4 Ø 8	212	10	10	131	73	3	196	2,28	4,78	3,46	5,96	1,93	4,43
HSCC2-B-13	4 Ø 12	212	10	10	131	73	1	406	1,79	2,99	2,78	3,98	1,65	2,85
HSCC2-B-18	4 Ø 12	212	10	10	131	73	2	284	2,43	4,43	3,14	5,14	1,84	3,84
HSCC2-B-25	4 Ø 12	212	10	10	131	73	3	206	2,98	5,48	3,42	5,92	1,93	4,43
HSCC3-C-13	4 Ø 8	212	10	10	118	73	1	385	1,23	2,53	2,72	4,02	1,68	2,98
HSCC3-C-18	4 Ø 8	212	10	10	118	73	2	265	1,67	3,47	3,11	4,91	1,80	3,60
HSCC3-C-25	4 Ø 8	212	10	10	118	73	3	191	2,05	4,55	3,40	5,90	1,93	4,43
HSCC3-D-13	4 Ø 12	212	10	10	118	73	1	406	1,70	2,90	2,67	3,87	1,65	2,85
HSCC3-D-18	4 Ø 12	212	10	10	118	73	2	297	2,04	3,84	2,99	4,79	1,80	3,60
HSCC3-D-25	4 Ø 12	212	10	10	118	73	2	229	3,77	6,17	3,24	5,64	1,91	4,31
HSCC4-C-13	4 Ø 8	212	10	10	119	73	1	385	1,76	3,06	2,73	4,03	1,68	2,98
HSCC4-C-18	4 Ø 8	212	10	10	119	73	2	247	1,79	3,59	3,17	4,97	1,80	3,60
HSCC4-C-25	4 Ø 8	212	10	10	119	73	2	164	1,96	4,36	3,52	5,92	1,91	4,31
HSCC4-D-13	4 Ø 12	212	10	10	119	73	1	424	1,82	3,02	2,62	3,82	1,65	2,85
HSCC4-D-18	4 Ø 12	212	10	10	119	73	2	282	2,23	3,98	3,05	4,80	1,79	3,54
HSCC4-D-25	4 Ø 12	212	10	10	119	73	3	229	3,34	5,84	3,24	5,74	1,93	4,43
NSCD-A-8	4 Ø 8	212	10	10	51	73	1	297	1,32	2,02	2,07	2,77	1,45	2,15
NSCD-A-13	4 Ø 8	212	10	10	51	73	1	216	1,49	2,79	2,42	3,72	1,68	2,98
NSCD-A-25	4 Ø 8	212	10	10	51	73	2	126	2,61	5,01	3,00	5,40	1,91	4,31
NSCD-B-8	4 Ø 12	212	10	10	51	73	1	327	1,37	1,97	1,96	2,56	1,40	2,00
NSCD-B-13	4 Ø 12	212	10	10	51	73	1	249	1,70	2,90	2,26	3,46	1,65	2,85
NSCD-B-25	4 Ø 12	212	10	10	51	73	2	164	3,01	5,41	2,73	5,13	1,91	4,31
SCCE-A-8	4 Ø 8	212	10	10	111	73	1	337	0,70	1,40	2,79	3,49	1,45	2,15
SCCE-A-13	4 Ø 8	212	10	10	111	73	1	284	1,09	2,29	2,97	4,17	1,65	2,85
SCCE-A-25	4 Ø 8	212	10	10	111	73	3	141	2,81	5,31	3,58	6,08	1,93	4,43
SCCE-B-8	4 Ø 12	212	10	10	111	73	1	425	0,92	1,62	2,54	3,24	1,45	2,15
SCCE-B-13	4 Ø 12	212	10	10	111	73	1	328	1,32	2,52	2,82	4,02	1,65	2,85
SCCE-B-25	4 Ø 12	212	10	10	111	73	3	213	3,26	5,76	3,25	5,75	1,93	4,43
SCCF-A-8	4 Ø 8	212	10	10	122	73	1	451	0,91	1,71	2,58	3,38	1,50	2,30
SCCF-A-13	4 Ø 8	212	10	10	122	73	1	335	1,18	2,38	2,90	4,10	1,65	2,85
SCCF-A-25	4 Ø 8	212	10	10	122	73	3	170	2,25	4,75	3,51	6,01	1,93	4,43
SCCF-B-8	4 Ø 12	212	10	10	122	73	1	531	0,65	1,35	2,40	3,10	1,45	2,15
SCCF-B-13	4 Ø 12	212	10	10	122	73	1	340	1,42	2,72	2,88	4,18	1,68	2,98
SCCF-B-25	4 Ø 12	212	10	10	122	73	2	210	3,37	5,77	3,34	5,74	1,91	4,31
SCCG-A-8	4 Ø 8	212	10	10	48	73	1	232	1,46	2,26	2,29	3,09	1,50	2,30
SCCG-A-13	4 Ø 8	212	10	10	48	73	1	178	1,74	3,04	2,59	3,89	1,68	2,98
SCCG-A-25	4 Ø 8	212	10	10	48	73	2	111	2,54	4,94	3,08	5,48	1,91	4,31
SCCG-B-8	4 Ø 12	212	10	10	48	73	1	226	1,73	2,63	2,32	3,22	1,54	2,44
SCCG-B-13	4 Ø 12	212	10	10	48	73	1	222	2,08	3,38	2,34	3,64	1,68	2,98
SCCG-B-25	4 Ø 12	212	10	10	48	73	2	154	3,05	5,45	2,75	5,15	1,91	4,31

2.7.5. PALLARES et al. (2008)

O objetivo deste trabalho foi investigar a resistência de pilares de concreto de alta resistência sob flexão composta oblíqua.

Os parâmetros considerados foram: excentricidade (e), ângulo de inclinação (β) e a relação (L/b). Um total de 56 pilares foi ensaiado. As dimensões da seção transversal eram 200 mm x 100 mm (Figura 2.5), o comprimento dos pilares foi 1 m, 2 m e 3 m e a resistência à compressão média obtida por meio de ensaios de corpos de prova cúbicos foi de 103 MPa.

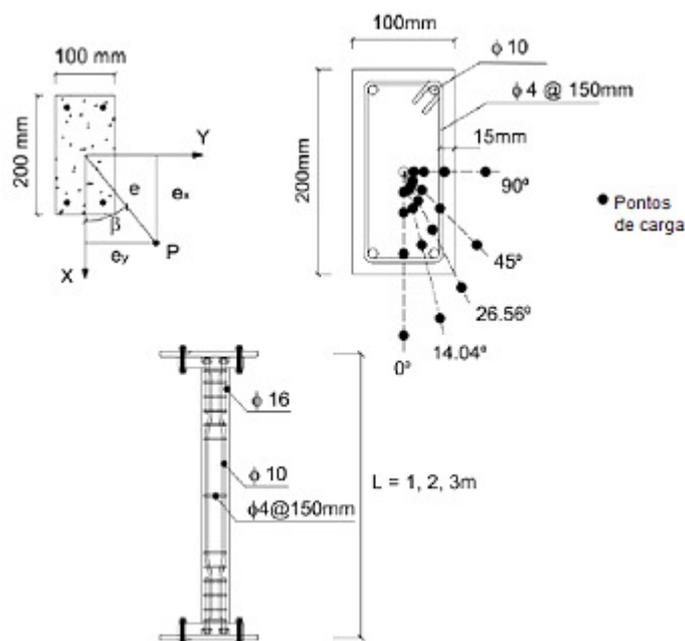


Figura 2.5 – Geometria e detalhamento da armadura (PALLARES et al., 2008)

A relação entre o comprimento do pilar e a menor dimensão da sua seção transversal (L/b) adotou os valores 10, 20 e 30.

Os ângulos de inclinação analisados (β) para cada um dos valores de esbeltez foram: 0° , 14.04° , 26.56° , 45° e 90° . Esses ângulos correspondem aos valores 0, 0.5, 1, 2 e ∞ da relação entre a excentricidade relativa (α) definida de acordo com a expressão:

$$\alpha = \frac{e_y/b}{e_x/h} \quad (2.19)$$

Os autores apresentaram um procedimento para determinar a ruína dos pilares considerando os seguintes tipos: a instabilidade do pilar e a resistência máxima da seção transversal, estabelecendo três critérios: o primeiro critério baseado no diagrama de interação de força e momento fletor, o segundo critério baseado na comparação entre as forças de resistência por parte seção transversal e a carga máxima e o terceiro critério baseado nas deformações dos materiais.

Nos ensaios verificou-se que os pilares menos esbeltos ($L/b=10$) e carregados com alta excentricidade inicial apresentam ruínas devido à resistência máxima da seção transversal. Por outro lado, os pilares mais esbeltos ($L/b=30$) com pequenas excentricidades tendem a falhar devido à instabilidade. Os pilares com excentricidade e esbeltez intermediária podem apresentar os dois tipos de ruínas.

Além disso, os maiores valores de esbeltez, excentricidade e relação entre a excentricidade relativa (α) diminuem a carga axial máxima.

A Tabela 2.6 mostra os resultados dos pilares ensaiados e serão utilizados nas análises feitas no capítulo 4. Nesta tabela foram acrescentadas as colunas referentes às excentricidades calculadas pelos métodos da curvatura aproximada e da rigidez aproximada recomendadas pela NBR 6118:2003.

Tabela 2.6 – Resultados dos ensaios de PALLARES et al. (2008)

Pilar	Aço	L cm	b cm	h cm	β	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)	
							x	y	x	y		x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
$\lambda_{30_a0_z1}$	4 Ø 10	300	20	10	0,00	90	104	52	2,00	0,00	642	0,52	0,53	2,52	0,53	2,63	5,25	4,63	5,25	1,26	3,61	3,26	3,61
$\lambda_{30_a0_z2}$	4 Ø 10	300	20	10	0,00	112	104	52	4,00	0,00	658	1,31	0,99	5,31	0,99	2,83	5,67	6,83	5,67	1,64	3,61	5,64	3,61
$\lambda_{30_a0_z3}$	4 Ø 10	300	20	10	0,00	112	104	52	8,00	0,00	365	2,72	1,42	10,72	1,42	3,39	6,79	11,39	6,79	2,00	3,61	10,00	3,61
$\lambda_{30_a0_z4}$	4 Ø 10	300	20	10	0,00	107	104	52	16,00	0,00	142	3,12	0,36	19,12	0,36	3,97	7,94	19,97	7,94	2,30	3,61	18,30	3,61
$\lambda_{30_a0.5_z1}$	4 Ø 10	300	20	10	14,04	107	104	52	1,79	0,45	553	0,55	2,06	2,34	2,51	2,97	5,93	4,76	6,38	1,20	3,82	2,99	4,27
$\lambda_{30_a0.5_z2}$	4 Ø 10	300	20	10	14,04	104	104	52	3,58	0,89	356	0,82	1,87	4,40	2,76	3,35	6,71	6,93	7,60	1,58	3,98	5,16	4,87
$\lambda_{30_a0.5_z3}$	4 Ø 10	300	20	10	14,04	101	104	52	7,16	1,79	184	1,49	3,34	8,64	5,13	3,81	7,61	10,96	9,40	1,95	4,21	9,10	6,00
$\lambda_{30_a0.5_z4}$	4 Ø 10	300	20	10	14,04	102	104	52	14,31	3,58	107	2,04	4,00	16,35	7,57	4,07	8,14	18,38	11,72	2,26	4,50	16,57	8,07
$\lambda_{30_a1_z1}$	4 Ø 10	300	20	10	26,56	104	104	52	1,41	0,71	497	0,53	1,91	1,94	2,62	3,05	6,09	4,46	6,80	1,08	3,92	2,49	4,62
$\lambda_{30_a1_z2}$	4 Ø 10	300	20	10	26,56	108	104	52	2,83	1,41	342	0,50	2,00	3,33	3,42	3,42	6,84	6,25	8,25	1,45	4,12	4,28	5,54
$\lambda_{30_a1_z3}$	4 Ø 10	300	20	10	26,56	100	104	52	5,66	2,83	145	1,08	4,45	6,74	7,28	3,93	7,86	9,59	10,69	1,83	4,39	7,49	7,22
$\lambda_{30_a1_z4}$	4 Ø 10	300	20	10	26,56	100	104	52	12,65	5,66	91	1,26	4,21	13,91	9,86	4,13	8,25	16,78	13,91	2,21	4,70	14,86	10,36
$\lambda_{30_a2_z1}$	4 Ø 10	300	20	10	45,00	100	104	52	0,89	0,89	457	0,26	2,04	1,16	2,93	3,09	6,18	3,98	7,07	0,85	3,98	1,75	4,87
$\lambda_{30_a2_z2}$	4 Ø 10	300	20	10	45,00	108	104	52	1,79	1,79	226	0,22	2,05	2,01	3,84	3,72	7,44	5,51	9,23	1,20	4,21	2,99	6,00
$\lambda_{30_a2_z3}$	4 Ø 10	300	20	10	45,00	108	104	52	3,58	3,58	126	0,66	5,26	4,23	8,84	4,03	8,06	7,61	11,64	1,58	4,50	5,16	8,07
$\lambda_{30_a2_z4}$	4 Ø 10	300	20	10	45,00	107	104	52	7,16	7,16	71	0,70	5,46	7,85	12,62	4,22	8,44	11,38	15,60	1,95	4,81	9,10	11,96
$\lambda_{30_a\infty_z1}$	4 Ø 10	300	20	10	90,00	97	104	52	0,00	1,00	430	0,00	1,95	0,00	2,95	3,12	6,24	3,12	7,24	0,00	4,01	0,00	5,01
$\lambda_{30_a\infty_z2}$	4 Ø 10	300	20	10	90,00	97	104	52	0,00	2,00	267	0,00	2,07	0,00	4,07	3,53	7,06	3,53	9,06	0,00	4,25	0,00	6,25
$\lambda_{30_a\infty_z3}$	4 Ø 10	300	20	10	90,00	106	104	52	0,00	4,00	132	0,00	4,94	0,00	8,94	4,00	8,00	4,00	12,00	0,00	4,55	0,00	8,55
$\lambda_{30_a\infty_z4}$	4 Ø 10	300	20	10	90,00	110	104	52	0,00	8,00	77	0,00	4,70	0,00	12,70	4,21	8,41	4,21	16,41	0,00	4,86	0,00	12,86
$\lambda_{20_a0_z1}$	4 Ø 10	200	20	10	0,00	105	69	35	2,00	0,00	1213	1,02	0,98	3,02	0,98	0,93	1,86	2,93	1,86	0,48	0,49	2,48	0,49
$\lambda_{20_a0_z2}$	4 Ø 10	200	20	10	0,00	107	69	35	4,00	0,00	1176	1,00	0,02	5,00	0,02	0,95	1,91	4,95	1,91	0,67	0,49	4,67	0,49
$\lambda_{20_a0_z3}$	4 Ø 10	200	20	10	0,00	106	69	35	8,00	0,00	540	1,62	0,33	9,62	0,33	1,33	2,65	9,33	2,65	0,86	0,49	8,86	0,49
$\lambda_{20_a0_z4}$	4 Ø 10	200	20	10	0,00	104	69	35	16,00	0,00	172	2,53	0,20	18,53	0,20	1,72	3,43	17,72	3,43	1,01	0,49	17,01	0,49
$\lambda_{20_a0.5_z1}$	4 Ø 10	200	20	10	14,04	106	69	35	1,79	0,45	1088	0,63	1,25	2,42	1,69	0,99	1,97	2,77	2,42	0,45	1,08	2,24	1,53
$\lambda_{20_a0.5_z2}$	4 Ø 10	200	20	10	14,04	101	69	35	3,58	0,89	736	0,77	1,19	4,35	2,09	1,16	2,31	4,73	3,21	0,64	1,31	4,22	2,20
$\lambda_{20_a0.5_z3}$	4 Ø 10	200	20	10	14,04	100	69	35	7,16	1,79	363	1,00	1,82	8,16	3,61	1,47	2,94	8,62	4,72	0,83	1,56	7,99	3,35

Tabela 2.7 – Resultados dos ensaios de PALLARES et al. (2008) Continuação

Pilar	Aço	L cm	b cm	h cm	β	f_c MPa	λ		e_1 cm		F_u kN	Experimental				Curvatura aprox.				Rigidez aprox.			
							x	y	x	y		e_2 (cm)		e_{total} (cm)		e_2 (cm)		e_{total} (cm)		e_2 (cm)		e_{total} (cm)	
												x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
$\lambda_{20_a0.5_z4}$	4 Ø 10	200	20	10	14,04	101	69	35	14,31	3,58	151	1,61	2,37	15,92	5,95	1,74	3,48	16,05	7,06	0,99	1,82	15,30	5,40
$\lambda_{20_a1_z1}$	4 Ø 10	200	20	10	26,56	101	69	35	1,41	0,71	1020	0,55	1,72	1,96	2,43	1,00	1,99	2,41	2,70	0,39	1,23	1,80	1,93
$\lambda_{20_a1_z2}$	4 Ø 10	200	20	10	26,56	102	69	35	2,83	1,41	604	0,68	1,90	3,51	3,31	1,26	2,51	4,08	3,93	0,57	1,47	3,40	2,89
$\lambda_{20_a1_z3}$	4 Ø 10	200	20	10	26,56	107	69	35	5,66	2,83	284	0,65	2,63	6,31	5,46	1,58	3,16	7,24	5,99	0,77	1,73	6,43	4,56
$\lambda_{20_a1_z4}$	4 Ø 10	200	20	10	26,56	101	69	35	12,65	5,66	128	1,08	3,35	13,73	9,00	1,78	3,55	14,42	9,21	0,96	1,98	13,61	7,63
$\lambda_{20_a2_z1}$	4 Ø 10	200	20	10	45,00	104	69	35	0,89	0,89	879	0,30	1,92	1,19	2,81	1,08	2,17	1,98	3,06	0,28	1,31	1,18	2,20
$\lambda_{20_a2_z2}$	4 Ø 10	200	20	10	45,00	105	69	35	1,79	1,79	442	0,21	1,63	2,00	3,42	1,41	2,82	3,20	4,60	0,45	1,56	2,24	3,35
$\lambda_{20_a2_z3}$	4 Ø 10	200	20	10	45,00	109	69	35	3,58	3,58	244	0,36	2,88	3,94	6,46	1,63	3,27	5,21	6,84	0,64	1,82	4,22	5,40
$\lambda_{20_a2_z4}$	4 Ø 10	200	20	10	45,00	103	69	35	7,16	7,16	111	0,42	3,19	7,57	10,34	1,80	3,61	8,96	10,76	0,83	2,05	7,99	9,20
$\lambda_{20_a\infty_z1}$	4 Ø 10	200	20	10	90,00	112	69	35	0,00	1,00	913	0,00	1,77	0,00	2,77	1,10	2,20	1,10	3,20	0,00	1,35	0,00	2,35
$\lambda_{20_a\infty_z2}$	4 Ø 10	200	20	10	90,00	109	69	35	0,00	2,00	439	0,00	2,12	0,00	4,12	1,43	2,85	1,43	4,85	0,00	1,60	0,00	3,60
$\lambda_{20_a\infty_z3}$	4 Ø 10	200	20	10	90,00	107	69	35	0,00	4,00	216	0,00	2,85	0,00	6,85	1,66	3,33	1,66	7,33	0,00	1,86	0,00	5,86
$\lambda_{20_a\infty_z4}$	4 Ø 10	200	20	10	90,00	99	69	35	0,00	8,00	106	0,00	3,11	0,00	11,11	1,81	3,61	1,81	11,61	0,00	2,08	0,00	10,08
$\lambda_{10_a0_z1}$	4 Ø 10	100	20	10	0,00	102	35	17	2,00	0,00	1365	0,28	-0,06	2,28	-0,06	0,21	0,43	2,21	0,43	0,11	0,00	2,11	0,00
$\lambda_{10_a0_z2}$	4 Ø 10	100	20	10	0,00	102	35	17	4,00	0,00	1150	0,10	0,02	4,10	0,02	0,24	0,47	4,24	0,47	0,16	0,00	4,16	0,00
$\lambda_{10_a0_z3}$	4 Ø 10	100	20	10	0,00	96	35	17	8,00	0,00	641	0,39	0,00	8,39	0,00	0,30	0,60	8,30	0,60	0,21	0,00	8,21	0,00
$\lambda_{10_a0_z4}$	4 Ø 10	100	20	10	0,00	96	35	17	16,00	0,00	166	0,48	0,05	16,48	0,05	0,43	0,85	16,43	0,85	0,25	0,00	16,25	0,00
$\lambda_{10_a0.5_z2}$	4 Ø 10	100	20	10	14,04	102	35	17	3,58	0,89	924	0,15	0,20	3,73	1,09	0,26	0,52	3,84	1,42	0,15	0,22	3,73	1,12
$\lambda_{10_a0.5_z3}$	4 Ø 10	100	20	10	14,04	100	35	17	7,16	1,79	474	0,21	0,66	7,37	2,44	0,34	0,68	7,49	2,47	0,20	0,32	7,36	2,11
$\lambda_{10_a0.5_z4}$	4 Ø 10	100	20	10	14,04	100	35	17	14,31	3,58	175	0,36	0,56	14,67	4,14	0,43	0,85	14,74	4,43	0,24	0,42	14,56	3,99
$\lambda_{10_a1_z2}$	4 Ø 10	100	20	10	26,56	102	35	17	2,83	1,41	925	0,14	0,27	2,97	1,68	0,26	0,52	3,09	1,94	0,13	0,29	2,96	1,70
$\lambda_{10_a1_z3}$	4 Ø 10	100	20	10	26,56	101	35	17	5,66	2,83	398	0,17	0,52	5,83	3,35	0,36	0,72	6,02	3,55	0,19	0,38	5,84	3,21
$\lambda_{10_a1_z4}$	4 Ø 10	100	20	10	26,56	101	35	17	12,65	5,66	166	0,35	0,79	12,99	6,45	0,43	0,86	13,08	6,52	0,24	0,47	12,89	6,13
$\lambda_{10_a2_z2}$	4 Ø 10	100	20	10	45,00	98	35	17	1,79	1,79	900	0,07	0,36	1,85	2,14	0,26	0,52	2,05	2,31	0,10	0,32	1,89	2,11
$\lambda_{10_a2_z3}$	4 Ø 10	100	20	10	45,00	100	35	17	3,58	3,58	437	0,13	0,70	3,71	4,27	0,35	0,70	3,93	4,27	0,15	0,42	3,73	3,99
$\lambda_{10_a2_z4}$	4 Ø 10	100	20	10	45,00	100	35	17	7,16	7,16	142	0,16	1,04	7,32	8,19	0,44	0,88	7,59	8,03	0,20	0,49	7,36	7,65
$\lambda_{10_a\infty_z2}$	4 Ø 10	100	20	10	90,00	98	35	17	0,00	2,00	923	0,00	0,73	0,00	2,73	0,26	0,52	0,26	2,52	0,00	0,34	0,00	2,34

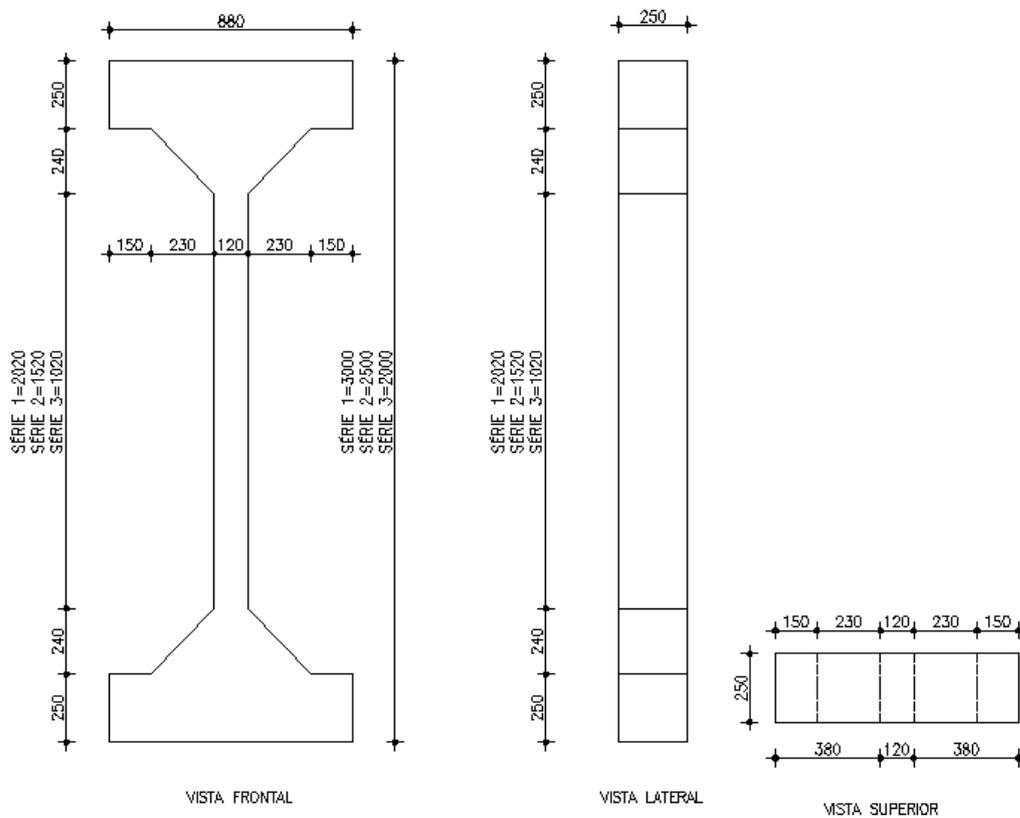
Tabela 2.7 – Resultados dos ensaios de PALLARES et al. (2008) Continuação

Pilar	Aço	L cm	b cm	h cm	β	f_c MPa	λ		e_1 cm		F_u kN	Experimental				Curvatura aprox.				Rigidez aprox.			
							x	y	x	y		e_2 (cm)		e_{total} (cm)		e_2 (cm)		e_{total} (cm)		e_2 (cm)		e_{total} (cm)	
												x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
$\lambda_{10_a_∞_ζ3}$	4 Ø 10	100	20	10	90,00	105	35	17	0,00	4,00	468	0,00	1,25	0,00	5,25	0,35	0,69	0,35	4,69	0,00	0,43	0,00	4,43
$\lambda_{10_a_∞_ζ4}$	4 Ø 10	100	20	10	90,00	105	35	17	0,00	8,00	135	0,00	1,03	0,00	9,03	0,44	0,89	0,44	8,89	0,00	0,50	0,00	8,50

2.7.6. MELO (2009)

MELO desenvolveu um estudo experimental e numérico sobre o comportamento de pilares birrotulados de concreto armado submetidos à flexo-compressão normal.

Foram ensaiados 24 pilares, sendo 10 com 3,0 m, 7 com 2,5 m e 7 com 2,0 m de altura. Os pilares possuíam seção transversal de 250 mm x 120 mm, resistência do concreto em torno de 40 MPa e taxa geométrica de armadura longitudinal de 1,57%. A principal variável foi a excentricidade da força aplicada na direção de menor inércia da seção transversal.



(Dimensões em mm)

Figura 2.6 – Geometria e detalhamento dos pilares (MELO, 2009)

O autor observou que os pilares com força centrada apresentaram ruína brusca com ruptura do concreto na região central dos pilares, com um pilar apresentando ruína na região do consolo. Os demais pilares apresentaram ruína por flexo-compressão na região central.

O autor concluiu que os resultados numéricos estimados pelos programas se aproximaram bem dos resultados experimentais, sendo adequada a sua

utilização na verificação de elementos birrotulados submetidos à flexão composta normal, possuindo pelo menos um eixo de simetria.

Observa-se na Tabela 2.7 uma diminuição da força de ruína (F_u) com o aumento da excentricidade.

Tabela 2.7 – Resultados dos ensaios de MELO (2009)

Série	Pilar	Aço	L cm	b cm	h cm	f_c MPa	λ	e_1 cm	F_u kN	Experimental	
										e_2 cm	e_{total} cm
1	PFN 0-3	6 Ø 10	300	25	12	36	93	0	1053,0	0,35	0,35
	PFN 6-3	6 Ø 10	300	25	12	40	93	0,6	652,0	1,83	2,43
	PFN 12-3	6 Ø 10	300	25	12	40	93	1,2	535,0	1,70	2,90
	PFN 15-3	6 Ø 10	300	25	12	36	93	1,5	460,5	1,13	2,63
	PFN 18-3	6 Ø 10	300	25	12	40	93	1,8	460,5	1,52	3,32
	PFN 24-3	6 Ø 10	300	25	12	40	93	2,4	241,0	2,55	4,95
	PFN 30-3	6 Ø 10	300	25	12	34	93	3	254,8	0,91	3,91
	PFN 40-3	6 Ø 10	300	25	12	34	93	4	170,2	1,34	5,34
	PFN 50-3	6 Ø 10	300	25	12	38	93	5	155,0	4,04	9,04
PFN 60-3	6 Ø 10	300	25	12	38	93	6	131,0	2,37	8,37	
2	PFN 0-2,5	6 Ø 10	250	25	12	46	72	0	1078,0	0,49	0,49
	PFN 15-2,5	6 Ø 10	250	25	12	43	72	1,5	670,4	1,47	2,97
	PFN 24-2,5	6 Ø 10	250	25	12	46	72	2,4	360,8	1,46	3,86
	PFN 30-2,5	6 Ø 10	250	25	12	42	72	3	336,0	7,26	10,26
	PFN 40-2,5	6 Ø 10	250	25	12	42	72	4	246,0	2,75	6,75
	PFN 50-2,5	6 Ø 10	250	25	12	42	72	5	202,2	4,36	9,36
	PFN 60-2,5	6 Ø 10	250	25	12	43	72	6	164,8	3,97	9,97
3	PFN 0-2	6 Ø 10	200	25	12	46	52	0	1255,0	0,28	0,28
	PFN 15-2	6 Ø 10	200	25	12	39	52	1,5	662,0	1,51	3,01
	PFN 24-2	6 Ø 10	200	25	12	46	52	2,4	456,0	1,40	3,80
	PFN 30-2	6 Ø 10	200	25	12	37	52	3	317,0	1,88	4,88
	PFN 40-2	6 Ø 10	200	25	12	37	52	4	294,0	2,82	6,82
	PFN 50-2	6 Ø 10	200	25	12	37	52	5	232,0	3,17	8,17
	PFN 60-2	6 Ø 10	200	25	12	39	52	6	198,4	3,37	9,37

2.7.7. AGUIRRE (2010)

A pesquisa de AGUIRRE constituiu na análise teórica e experimental do comportamento de 12 pilares esbeltos de concreto de alta resistência sujeitos à flexo-compressão, considerando a ductilidade. Entende-se que a ductilidade é a capacidade do pilar de deformar-se sem perda de suas propriedades resistentes.

Os parâmetros estudados foram a taxa volumétrica de armadura transversal, a resistência do concreto e a excentricidade da força.

Os pilares possuíam seção transversal retangular de 20 cm x 12 cm e um comprimento de 300 cm. A taxa geométrica de armadura longitudinal foi de 2,05%. A armadura transversal estava composta por estribos de 6,3 mm

espaçados a 5 cm e 10 cm. As resistências à compressão do concreto foi de 30 MPa (L de baixa resistência), 60 MPa (M de moderada resistência) e 100 MPa (H de elevada resistência). Os pilares foram submetidos a excentricidade de 12 mm e 30 mm.

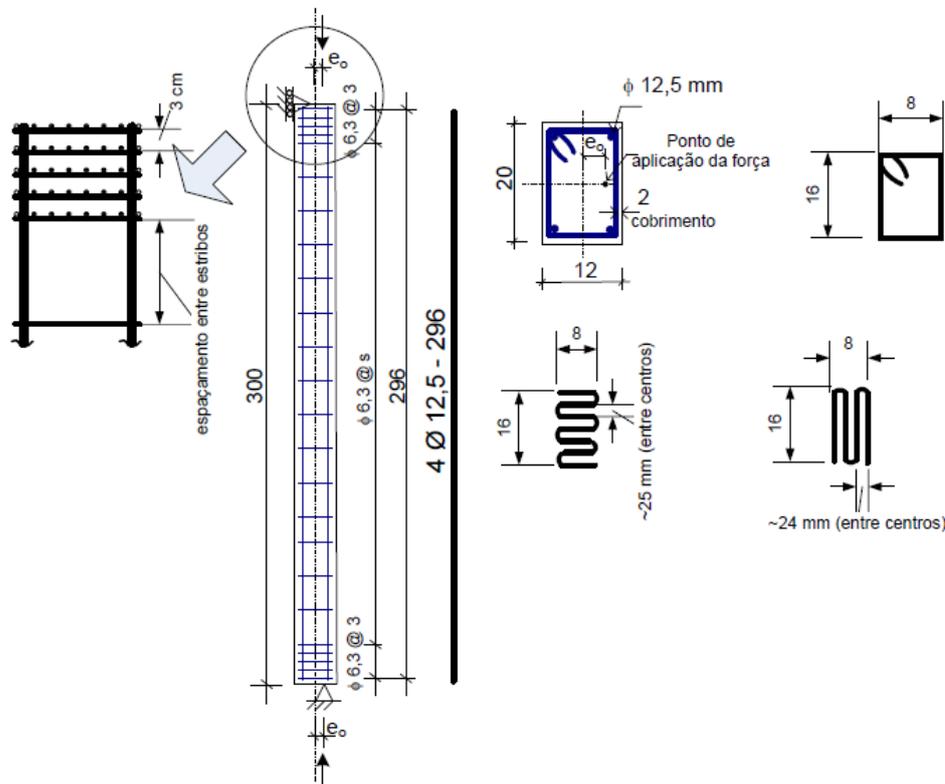


Figura 2.7 – Geometria e detalhamento da armadura dos pilares (AGUIRRE, 2010)

Os pilares esbeltos foram ensaiados na máquina INSTRON que possui controle de deslocamentos e a velocidade de aplicação da força foi controlada por meio da deformação imposta ao pilar.

Segundo o autor, em todos os pilares nenhuma das armaduras longitudinais, em ambas as faces inicialmente mais comprimida ou menos comprimida atingiram o escoamento, com relação a força última, e os valores da deformação específica do concreto na face mais comprimida ficou menor que a deformação limite.

O autor concluiu que os pilares ensaiados não atingiram o estado limite último por ruptura do concreto nem por deformação específica excessiva das armaduras longitudinais, porém houve a ruína por instabilidades dos pilares.

O autor verificou que as excentricidades de 2ª ordem que foram obtidos nos ensaios e os calculados pelo Método Geral são similares. Ele também

observou que o efeito da ductilidade foi muito pequeno (ou quase inexistente) para as taxas de armadura transversal e para os tipos adotados na distribuição das armaduras longitudinais e transversais.

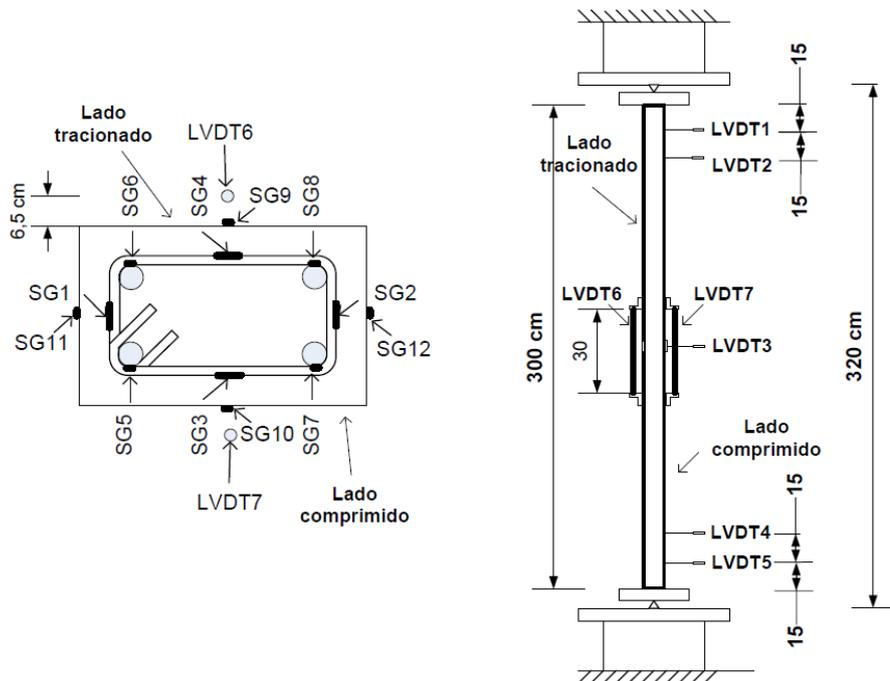


Figura 2.8 – Detalhe da instrumentação dos pilares (AGUIRRE, 2010)

A Tabela 2.8 mostra os resultados dos pilares ensaiados e serão utilizados nas análises feitas no capítulo 4. Nesta tabela foram acrescentadas as colunas referentes às excentricidades calculadas pelos métodos da curvatura aproximada e da rigidez aproximada recomendadas pela NBR 6118:2003.

Tabela 2.8 – Resultados dos ensaios de AGUIRRE (2010)

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
50H12	4 Ø 12,5	320	20	12	103	92	1,2	707	2,07	3,27	3,26	4,46	3,53	4,73
50H30	4 Ø 12,5	320	20	12	103	92	3,0	307	1,99	4,99	4,10	7,10	3,96	6,96
100H12	4 Ø 12,5	320	20	12	103	92	1,2	587	1,86	3,06	3,47	4,67	3,53	4,73
100H30	4 Ø 12,5	320	20	12	103	92	3,0	278	2,01	5,01	4,18	7,18	3,96	6,96
50M12	4 Ø 12,5	320	20	12	59	92	1,2	386	1,89	3,09	3,31	4,51	3,53	4,73
50M30	4 Ø 12,5	320	20	12	59	92	3,0	191	3,08	6,08	4,03	7,03	3,96	6,96
100M12	4 Ø 12,5	320	20	12	59	92	1,2	365	1,91	3,11	3,38	4,58	3,53	4,73
100M30	4 Ø 12,5	320	20	12	59	92	3,0	216	2,38	5,38	3,92	6,92	3,96	6,96
50L12	4 Ø 12,5	320	20	12	34	92	1,2	339	1,72	2,92	2,80	4,00	3,53	4,73
50L30	4 Ø 12,5	320	20	12	34	92	3,0	164	2,60	5,60	3,65	6,65	3,96	6,96
100L12	4 Ø 12,5	320	20	12	34	92	1,2	291	1,84	3,04	2,99	4,19	3,53	4,73
100L30	4 Ø 12,5	320	20	12	34	92	3,0	149	2,53	5,53	3,75	6,75	3,96	6,96

2.7.8. OLARTE (2010)

OLARTE realizou um estudo experimental do comportamento de pilares esbeltos de alta resistência submetidos à flexão composta reta.

Foram ensaiados oito pilares divididos em duas séries, sendo uma série com concreto de 40 MPa e a outra com concreto de 80 MPa. Todos os pilares tinham seção transversal de 15 cm x 25 cm e 300 cm de altura.

As variáveis de estudo foram a taxa geométrica de armadura longitudinal e a resistência à compressão do concreto. O objetivo foi verificar os valores da excentricidade de segunda ordem que devem ser considerados no dimensionamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência.

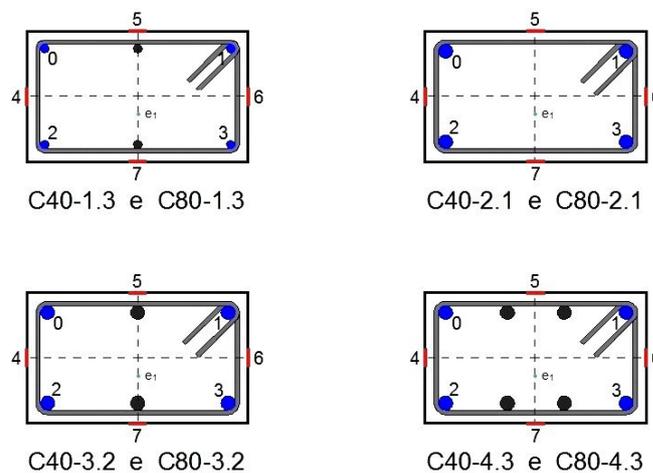


Figura 2.9 – Detalhe da instrumentação no aço e concreto localizada a meia altura dos pilares (OLARTE, 2010)

A autora observou que a ruptura em todos os pilares ocorreu com esmagamento do concreto e o posterior encurvamento das barras longitudinais entre os estribos, na região central do pilar.

A autora fez uma comparação das excentricidades de 2ª ordem entre os resultados experimentais e os teóricos, que foram obtidos pelos métodos da curvatura aproximada e da rigidez aproximada que constam na NBR 6118:2003. Na comparação o método de curvatura aproximada apresentou resultados próximos aos experimentais.

A Tabela 2.9 apresenta os resultados dos pilares ensaiados e serão utilizados nas análises feitas no capítulo 4. Nesta tabela foram acrescentadas as colunas referentes às excentricidades calculadas pelos métodos da curvatura aproximada e da rigidez aproximada recomendadas pela NBR 6118:2003.

Tabela 2.9 – Resultados dos ensaios de OLARTE (2010)

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
C40-1,3	6 Ø 10	312	25	15	54	72	2	1235	3,12	5,12	2,91	4,91	2,41	4,41
C40-2,1	4 Ø 16	312	25	15	49	72	2	1168	3,50	5,50	2,86	4,86	2,41	4,41
C40-3,2	6 Ø 16	312	25	15	47	72	2	1147	3,48	5,48	2,82	4,82	2,41	4,41
C40-4,3	8 Ø 16	312	25	15	49	72	2	1412	4,18	6,18	2,55	4,55	2,41	4,41
C80-1,3	6 Ø 10	312	25	15	90	72	2	1769	3,25	5,25	3,16	5,16	2,41	4,41
C80-2,1	4 Ø 16	312	25	15	83	72	2	1823	3,43	5,43	2,99	4,99	2,41	4,41
C80-3,2	6 Ø 16	312	25	15	83	72	3	1783	3,32	6,32	3,01	6,01	2,64	5,64
C80-4,3	8 Ø 16	312	25	15	79	72	3	1920	3,56	6,56	2,83	5,83	2,64	5,64