



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO OESTE DO PARÁ  
CAMPUS UNIVERSITÁRIO DE ITAITUBA  
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**FERNANDO LEMOS DOS SANTOS**

**INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE EM PILARES CURTOS SOB  
O EFEITO DE FLEXO COMPRESSÃO NORMAL**

**ITAITUBA-PA  
2024**



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO OESTE DO PARÁ  
CAMPUS UNIVERSITÁRIO DE ITAITUBA  
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**FERNANDO LEMOS DOS SANTOS**

**INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE EM PILARES CURTOS SOB  
O EFEITO DE FLEXO COMPRESSÃO NORMAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso Bacharelado em Engenharia Civil como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Oeste do Pará, Campus Universitário de Itaituba. Orientador: Prof. Me. Jonas dos Santos Leite.

**ITAITUBA-PA  
2024**

**Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)**  
**Sistema Integrado de Bibliotecas – SIBI/UFOPA**

---

S237i Santos, Fernando Lemos dos  
Influência da excentricidade em pilares curtos sob o efeito de flexo compressão normal / Fernando Lemos dos Santos – Itaituba, 2024.  
46 p. : il.  
Inclui bibliografias.  
  
Orientador: Jonas dos Santos Leite  
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Universidade Federal do Oeste do Pará, Campus Itaituba, Curso de Bacharelado em Engenharia Civil.  
  
1. Pilar curto. 2. Concreto armado. 3. Flexão composta normal. 4. Recomendação de projeto. I. Leite, Jonas dos Santos, *orient.* II. Título.

CDD: 23 ed. 624

**FERNADO LEMOS DOS SANTOS**

**INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE EM PILARES CURTOS SOB  
O EFEITO DE FLEXO COMPRESSÃO NORMAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso Bacharelado em Engenharia Civil como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Oeste do Pará, Campus Universitário de Itaituba.  
Orientador: Prof. Me. Jonas dos Santos Leite.

Conceito:

Data da Aprovação: \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_

---

Prof. Me. Jonas dos Santos Leite  
Orientador - Universidade Federal do Oeste do Pará

---

Prof. Me. Allan Peralta Leiroz  
Avaliador - Universidade Federal do Oeste do Pará

---

Prof. Me. Mikhail de Araújo Santyago  
Avaliador - Universidade Federal do Oeste do Pará



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO OESTE DO PARÁ  
CAMPUS UNIVERSITÁRIO DE ITAITUBA  
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

**ATA DE DEFESA DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

Ao quarto dia do mês de outubro do ano de dois mil e vinte e quatro, às 16h, realizou-se no auditório do Campus Universitário de Itaituba, a sessão pública de defesa do Trabalho de Conclusão de Curso do discente **Fernando Lemos dos Santos**, intitulado: “**Influência da excentricidade em pilares curtos sob o efeito de flexo compressão normal**”, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil. Os trabalhos foram conduzidos pelo professor **Jonas dos Santos Leite**, orientador do discente e presidente da Banca Examinadora, constituída também pelos membros convidados, o professor **Allan Peralta Leiroz** e o professor **Mikhail de Araújo Santhyago**. Após apresentação do Trabalho de Conclusão de Curso, a Banca Examinadora passou à arguição do discente. Encerrados os trabalhos de arguição, os examinadores reuniram-se para avaliação e deram o parecer final sobre a apresentação e defesa oral do discente, considerando-o aprovado com nota 9,05. Proclamados os resultados pelo presidente da Banca, foram encerrados os trabalhos e, para constar, eu, Jonas dos Santos Leite, na qualidade de professor orientador do Trabalho de Conclusão de Curso avaliado, lavrei a presente ata que assino juntamente com os demais membros da Banca Examinadora.

Itaituba - PA, 04 de outubro de 2024.

Presidente/orientador(a): Jonas dos Santos Leite

Membro: Mikhail de Araújo Santhyago

Membro: Allan Peralta Leiroz

“O lugar onde você nasceu nunca vai  
definir onde você pode chegar”

## **AGRADECIMENTOS**

Inicialmente toda a minha gratidão é voltada à Deus, de onde vem minhas forças para conquistar meus objetivos e a oportunidade de finalizar essa etapa em minha vida.

Gratidão à toda minha família, em especial à minha mãe, Francelina Lemos, e meu irmão, Lucas Lemos, que sempre estiveram do meu lado me dando todo o suporte necessário para passar por todas as dificuldades.

Meus agradecimentos à minha companheira, Josiele Colares, que sempre me deu apoio, me incentivando, acreditando em mim, me fortalecendo com o objetivo de conquistar meus sonhos.

Meus singelos agradecimentos ao meu professor e orientador, Jonas dos Santos Leite, que acreditou em mim desde a minha chegada na universidade, me incentivando a evoluir, a sempre ter ânsia de aprendizado. Por todo ensinamento passado nessa trajetória, com toda paciência e determinação nesse trabalho.

Aos meus professores que fizeram parte dessa caminhada na instituição, em especial aos professores: Luamim Tapajós, que me acompanhou desde o início, me mostrando os "atalhos" de uma vida universitária, compartilhando o seu conhecimento; Andrews Malone, que contribui com os meus objetivos dentro da universidade, compartilhando seus conhecimentos, que foram significativos.

Aos meus amigos, Renan Patrick, Elis Regina, Ediene Korap, Daniella Melo, Kamila de Araújo, Pedro Filho, Evandro Clemente e Jaqueline Munduruku, por todo apoio, companheirismo e trocas de conhecimentos ao longo dessa trajetória.

A todos aqueles que contribuíram de forma direta e indiretamente até o fim dessa caminhada, gratidão.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Arranjo estrutural e situação de projeto de pilar intermediário. ....	16
Figura 2 - Arranjo do pilar de extremidade na estrutura real, em planta e situação de projeto. ....	17
Figura 3 - Arranjo do pilar de canto na estrutura real, em planta e situação de projeto. ....	17
Figura 4 – Flambagem em barra comprimida. ....	18
Figura 5 – Flambagem na direção da largura da coluna de seção retangular. ....	19
Figura 6 – Situação real e simplificada de pilares contraventados de edificações. ....	19
Figura 7 – Valores de $l_0$ e $l$ . ....	20
Figura 8 – Comprimento equivalente ( $l_e$ ). ....	21
Figura 9 – Exemplos de diagramas $\sigma \times \varepsilon$ de um material. ....	23
Figura 10 – Comportamento do concreto e do aço em pilar sob compressão simples. ....	24
Figura 11 – Não linearidade geométrica de pilar. ....	25
Figura 12 – Relação tensão-deformação do aço das armaduras. ....	28
Figura 13 – Apresentação esquemática do modelo de flexão. ....	28
Figura 14 – Apresentação esquemática do diagrama de interação. ....	30
Figura 15 – Planilha de cálculo do diagrama de interação de forma automática. ....	35
Figura 16 – Diagrama de interação dos pilares 10L2-1; 10L2-2; 10L4-1. ....	37
Figura 17 – Diagrama de interação dos pilares 10L4-2; 10M2-1; 10M2-2. ....	37
Figura 18 – Diagrama de interação dos pilares 10M4-1; 10M4-2; 10H2-1. ....	37
Figura 19 – Diagrama de interação dos pilares 10H2-2; 10H4-1; 10H4-2. ....	37
Figura 20 – Diagrama de interação dos pilares P1/2; P1/3 e P2/1. ....	39
Figura 21 – Diagrama de interação dos pilares P2/2e P3/1. ....	39
Figura 22 – Diagrama de interação dos pilares P140; P240 e P340. ....	40
Figura 23 – Diagrama de interação dos pilares P160150; P260150 e P360150. ....	40
Figura 24 – Diagrama de interação dos pilares P16050; P26050 e P36050. ....	41
Figura 25 – Diagrama de interação dos pilares N50; N100; N150. ....	42
Figura 26 – Diagrama de interação dos pilares H50; H100; H150. ....	42
Figura 27 – Diagrama de interação dos pilares S1-R; S2-E15; S3-E20. ....	43
Figura 28 – Diagrama de interação dos pilares S6-L2.7; S7-L3.0; S10-3.5. ....	44
Figura 29 – Diagrama de interação dos pilares S8-St8; S9-t10. ....	44
Figura 30 – Diagrama de interação dos pilares $P_{est100}$ ; $P_{esp50}$ e $P_{esp100}$ . ....	45

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Recomendações para o modelo de flexão da NBR 6118 (ABNT, 2023).....	29
Tabela 2 - Critério de classificação do DCP (Demerit Points Classification).....	32
Tabela 3. Resumo dos pilares analisados. ....	33
Tabela 4 - Classificação de $\chi$ segundo a versão modificada do DPC - Kim e Yang (1993) .....	36
Tabela 5 - Classificação de $\chi$ segundo a versão modificada do DPC - Vanderlei (1999) .....	38
Tabela 6 - Classificação de $\chi$ segundo a versão modificada do DPC - Lima Junior (2003) .....	40
Tabela 7 - Classificação de $\chi$ segundo a versão modificada do DPC - Nemecek et al. (2004) .....	41
Tabela 8 - Classificação de $\chi$ segundo a versão modificada do DPC - Kottb et al. (2015) .....	43
Tabela 9 - Classificação de $\chi$ segundo a versão modificada do DPC - Leite et al., (2024) .....	44

## RESUMO

O trabalho apresentado aborda uma discussão referente aos pilares carregados excentricamente sob o efeito de flexo compressão normal. Com esse objetivo foi levantado um banco de dados (BD) na literatura técnica nacional e internacional de ensaios de pilares curtos sob cargas excêntricas. O estudo foi baseado a partir do diagrama de interação da seção transversal dos pilares, onde abordou a sua resistência por meio dos métodos das relações carga momento linear  $P-m$  (L) e o não linear  $P-m$  (NL), também pelos métodos simplificados da NBR 6118 (ABNT, 2023), método do pilar padrão, com *curvatura aproximada* e com *rigidez aproximada*. A análise desempenho foi baseada no parâmetro  $\chi$ , que representa a razão entre a carga resistente obtida experimentalmente (BD) e as estimativas de carga teórica,  $P_{exp}$  e  $P_{teo}$  respectivamente. A análise dos resultados advém no critério de Collins (2001) adaptado por Moraes Neto (2013), quanto a precisão e segurança dos métodos. A partir da análise, os resultados demonstram que a estimativa não linear e curvatura aproximada, apresentaram melhor performance, contudo, é importante relatar que a abordagem da análise do pilar padrão com rigidez aproximada também demonstrou que o método garante o dimensionamento de pilares curtos sob o efeito de flexo-compressão normal satisfatoriamente, com boa estimativa qualitativa e quantitativa. Os resultados também demonstram que a influência da excentricidade mínima pode reduzir consideravelmente a capacidade portante da resistência dos pilares mesmo com esbelto baixa (pilares curtos), logo, requer sempre a consideração da excentricidade mínima de 1ª ordem no dimensionamento de pilares carregados excêntricos.

**Palavras-Chave:** Pilar curto. Concreto armado. Flexão composta normal. Recomendação de projeto.

## ABSTRACT

The presented work discusses eccentrically loaded columns under the effect of normal flexural compression. To this end, a database (DB) of tests on short columns under eccentric loads was compiled from national and international technical literature. The study was based on the interaction diagram of the columns' cross-section, addressing their strength through the linear P-m (L) and nonlinear P-m (NL) load-moment relationships, as well as through the simplified methods of NBR 6118 (ABNT, 2023), the standard column method with approximate curvature and approximate stiffness. The performance analysis was based on the  $\chi$  parameter, which represents the ratio between the experimentally obtained resistant load (DB) and the theoretical load estimates,  $P_{exp}$  and  $P_{teo}$ , respectively. The analysis of the results follows the Collins (2001) criterion, adapted by Moraes Neto (2013), regarding the accuracy and safety of the methods. The results demonstrate that the nonlinear estimate and approximate curvature method showed better performance; however, it is important to note that the standard column method with approximate stiffness also proved to ensure the satisfactory design of short columns under the effect of normal flexural compression, providing both qualitative and quantitative estimates. The results also show that the influence of minimum eccentricity can significantly reduce the load-bearing capacity of the columns, even with low slenderness (short columns), thus always requiring the consideration of first-order minimum eccentricity in the design of eccentrically loaded columns.

**Keywords:** Short column. Reinforced concrete. Combined axial load and bending. Design guideline.

## SUMARIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>13</b>
<b>1.1 Objetivos</b> .....	<b>14</b>
1.1.2 Objetivo Geral .....	14
1.1.3 Objetivos Específicos .....	14
<b>1.2 Justificativa</b> .....	<b>14</b>
<b>2 REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	<b>16</b>
<b>2.1 Pilares de Concreto Armado (CA)</b> .....	<b>16</b>
<b>2.2 Flambagem</b> .....	<b>18</b>
<b>2.3 Comprimento Equivalente e índice de Esbeltez</b> .....	<b>19</b>
<b>2.5 Não Linearidade Física e Geométrica</b> .....	<b>22</b>
<b>2.6 Não linearidade Geométrica</b> .....	<b>24</b>
<b>2.7 Pilar Padrão com Curvatura Aproximada: NBR 6118 (ABNT, 2023)</b> .....	<b>25</b>
<b>2.8 Pilar Padrão com Rigidez Aproximada: NBR 6118 (ABNT, 2023)</b> .....	<b>26</b>
<b>2.9 Diagrama de Interação de Pilares</b> .....	<b>27</b>
<b>3 METODOLOGIA</b> .....	<b>32</b>
<b>4 RESULTADOS DA ANÁLISE</b> .....	<b>35</b>
<b>4.1 Kim e Yang (1993)</b> .....	<b>36</b>
<b>4.3 Vanderlei (1999)</b> .....	<b>38</b>
<b>4.4 Lima Junior (2003)</b> .....	<b>39</b>
<b>4.5 Nemecek <i>et al.</i> (2004)</b> .....	<b>41</b>
<b>4.6 Kottb <i>et al.</i> (2015)</b> .....	<b>42</b>
<b>4.7 Leite <i>et al.</i>, (2024)</b> .....	<b>44</b>
<b>5 CONCLUSÃO</b> .....	<b>46</b>
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>47</b>
<b>ANEXO A</b> .....	<b>49</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Os pilares são elementos estruturais imprescindíveis em uma construção, mas comum de uma edificação, sua função é resistir às solicitações de forças verticais originadas das lajes, vigas e de deslocamentos laterais provocadas pela ação do vento, e transferir todas essas ações aos elementos de fundações. Além de contribuir para estabilidade global de uma edificação.

Com o avanço tecnológico computacional e de concretos de alta resistência, as estruturas de concreto armado são construídas ainda mais esbeltas, objetivando o emprego completo da eficiência dos materiais, aço e do concreto. Como consequência das inovações tecnológicas, apresenta-se uma maior chance de se chegar um estado limite de instabilidade dos pilares.

Nesse cenário, as reações causadas nos pilares podem ser variadas, como por exemplo, o efeito da flexo-compressão, que figura-se a dificuldade no processo de cálculo e análise do desempenho estrutural, pois a não-linearidade física correspondente aos vínculos constitutivos não-lineares do concreto, simultaneamente com a não-linearidade simétrica (geométrica), torna-se inevitável há exigência de uma solução iterativa, em que os crescimentos de força geram flexões e tais deslocamentos relacionam-se com a força inicial criando momentos fletores de segunda ordem, que por sua vez ocasionam novos incrementos de flechas. Dessa forma, deve-se adotar os conceitos de flexão-composta normal para o dimensionamento de pilares.

Conforme recorda Santos (2009), quando um pilar está sujeito à flexão composta normal ele é solicitado pela ação simultânea de uma força normal paralela ao seu eixo e um momento fletor na direção de um dos eixos principais de sua seção. Se houver momento fletor com componentes nas duas direções principais a solicitação é denominada flexão composta oblíqua.

Os pilares usuais dos edifícios apresentam um comportamento na maioria dos casos de flexo-compressão, sendo as forças normais de compressão principais. De acordo com a ABNT NBR 6118 (2023), o dimensionamento dos pilares é feito em função dos esforços externos solicitantes de cálculo, que podem compreender forças normais, momentos fletores e forças cortantes.

Com o objetivo de contribuir ao estudo dos pilares solicitados à flexão composta normal, apresenta-se nessa pesquisa a teoria de pilares em concreto armado sujeitos ao efeito de segunda ordem local. Nesse cenário, as recomendações dos métodos simplificados da norma, NBR 6118 (ABNT, 2023), são apresentados, além dessa exposição, apresenta-se também o conceito do diagrama de interação, onde serão exploradas algumas variáveis que influenciam no dimensionamento dos pilares a flexo compressão normal curtos em CA.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1.2 Objetivo Geral**

Em geral, almeja-se nesse estudo, contribuir ao estudo dos pilares curtos solicitados excentricamente sob flexão composta normal sujeitos ao efeito de segunda ordem local.

### **1.1.3 Objetivos Específicos**

- Apresentar uma revisão bibliográfica atual dos métodos simplificados da NBR 6118 (ABNT, 2023), método do pilar padrão com curvatura aproximada e método do Pilar padrão com rigidez aproximada;
- Analisar o comportamento dos pilares curtos sob o efeito de segunda ordem local;
- Analisar a partir de um banco de dados (BD) ensaios experimentais de pilares curtos ( $\lambda \leq 40$ ) no dimensionamento dos pilares a flexo compressão normal a partir do conceito do diagrama de interação a partir dos métodos da NBR 6118 (ABNT, 2023).
- Analisar a influência da excentricidade na perda da capacidade portante dos Pilares.

## **1.2 Justificativa**

A relevância do estudo sobre a influência dos efeitos de segunda ordem, particularmente voltada em pilares curtos de concreto armado, é buscar uma maior clareza e análise sobre o comportamento de pilares de concreto armado (pilar interno, pilar de extremidade/borda, pilar de canto), submetidos aos efeitos de segunda ordem local, (Flexo-compressão normal). Nesse contexto, é apresentados o comportamento dos métodos simplificados de cálculo da NBR 6118 (ABNT, 2023), quanto a estimativa da

resistência para os pilares curtos, o conceito do diagrama de interação será abordado em um contexto mais amplo para estimar a resistência dos pilares. Ressalta-se também que a norma NBR 6118 (ABNT, 2023) recentemente foi atualizada, trazendo mudanças no processo de cálculo aproximado. Logo, este trabalho torna-se importante no meio técnico científico e profissional sobre a eficiência dos métodos simplificados para o cálculo de pilares curtos submetidos a flexo-compressão.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

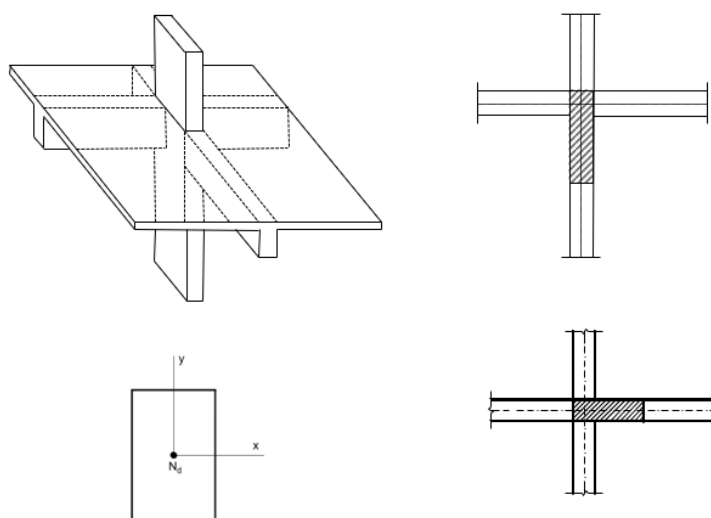
### 2.1 Pilares de Concreto Armado (CA)

Pilares de concreto armado são elementos estruturais indispensáveis numa estrutura convencional de uma edificação e são responsáveis por suportar as forças verticais oriundas das lajes e vigas, forças laterais de vento na estrutura e por transmitir estas forças para as fundações, Melo, (2009).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023) para efeito de projeto, os pilares de edifícios podem ser classificados nos seguintes tipos: intermediário, de extremidade e de canto. A cada um desses tipos básicos corresponde uma situação de projeto diferente, dependente do tipo de solicitação que atua no pilar (Compressão Simples e *Flexão Composta Normal* ou *Oblíqua*).

No caso pilar intermediário (ver Figura 1) considera-se a compressão simples (também chamada Uniforme ou Centrada) na situação de projeto, pois como as lajes e vigas são contínuas sobre o pilar, pode-se admitir que os momentos fletores transmitidos ao pilar sejam pequenos e desprezíveis.

Figura 1 - Arranjo estrutural e situação de projeto de pilar intermediário.  
a) Situação de Projeto b) Situação em planta



Fonte: Bastos (2021)

Para situação de pilar de extremidade, de modo geral, encontra-se posicionado nas bordas das edificações, sendo também chamado pilar lateral, de face ou de borda. O termo pilar de extremidade advém do fato do pilar ser um apoio extremo para uma viga, ou seja,



Na maioria dos casos, os pilares das edificações são solicitados por uma ação simultânea de força axial e momento fletor, sendo as forças solicitadas por ações excêntricas, de tal modo que para o dimensionamento do pilar há necessidade de se considerar uma excentricidade inicial ( $e$ ).

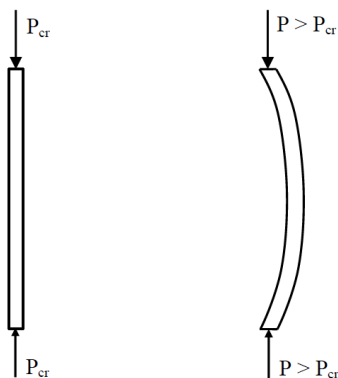
Segundo Melo, 2009, os pilares de edifícios são submetidos a flexo compressão normal ou oblíqua, em função da consideração da vinculação das vigas com os pilares e das posições destas em relação aos eixos principais da seção transversal dos pilares.

O comportamento de pilares submetidos a flexo-compressão tornam o problema da análise do comportamento estrutural complexo, pois a não-linearidade física correspondente às relações constitutivas não-lineares do concreto, juntamente com a não-linearidade geométrica, necessariamente obriga a uma solução iterativa, onde os incrementos de força geram flechas e essas flechas interagem com a força inicial gerando momentos fletores de segunda ordem que por sua vez provocam novos incrementos de flechas, e assim por diante, Melo, (2009).

## 2.2 Flambagem

Elementos submetidos à força normal de compressão podem apresentar deslocamentos laterais, ou flambagem. A máxima força axial que pode atuar em uma coluna, quando ela está no limite da flambagem, é chamada carga crítica ( $P_{cr}$ ), (Wight e Macgregor, 2009). E qualquer carga superior à  $P_{cr}$  provocará flambagem na coluna, portanto, deslocamento lateral (ver Figura 4.). Por isso, os pilares devem ser projetados com atenção, de modo que não ocorra flambagem que origine o Estado-Limite Último. A ruína por efeito de flambagem é repentina e violenta, mesmo sem a ocorrência de acréscimos bruscos nas ações aplicadas.

Figura 4 – Flambagem em barra comprimida



Fonte: Wight e Macgregor, (2009).

Hibbeler, (2004), comenta que o pilar sob carga axial sofrerá flambagem em torno do eixo principal da seção transversal de menor momento de inércia, como ilustrado na Figura 5 para um pilar de seção retangular. Por isso, consegue-se um melhor resultado mantendo os mesmos momentos de inércia em todas as direções, como tubos circulares ou quadrados, ou formas que tenham  $I_x \approx I_y$ .

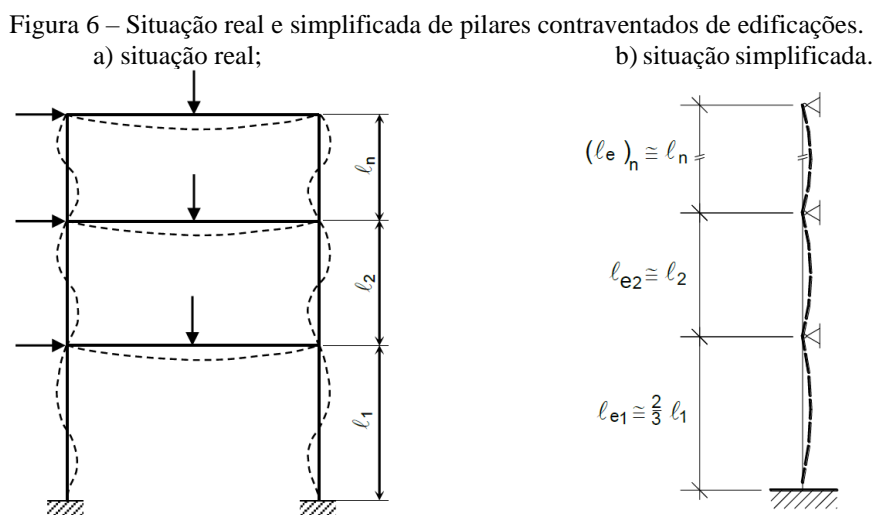
Figura 5 – Flambagem na direção da largura da coluna de seção retangular.



Fonte: Hibbeler, (2004).

### 2.3 Comprimento Equivalente e índice de Esbeltez

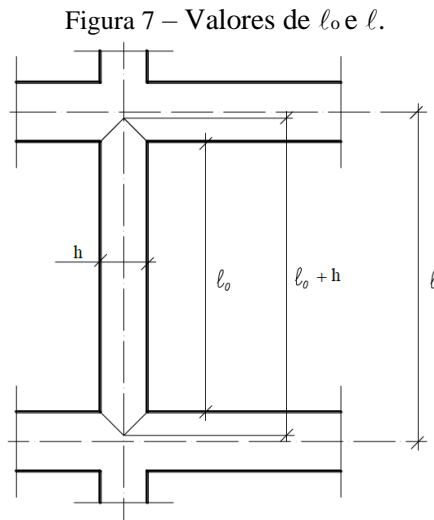
Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023) em edifícios, a linha deformada dos pilares contraventados apresenta-se como mostrada na Figura 6a. A Figura 6b mostra a simplificação geralmente adotada.



Fonte: Bastos (2021)

Ainda na NBR 6118 (ABNT, 2023), item 15.6 especifica que “nas estruturas de nós fixos, o cálculo pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais

que ali concorrem, onde se aplicam os esforços obtidos pela análise da estrutura efetuada segundo a teoria de 1ª ordem. Assim, o comprimento equivalente ( $l_e$ , Figura 7), do elemento comprimido (pilar), suposto vinculado em ambas as extremidades, deve ser o menor dos seguintes valores:



Fonte: Bastos (2021)

onde:

$$l_e \leq \begin{cases} l_o + h \\ l \end{cases} \quad \text{Eq.1}$$

$l_o$  = distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

$h$  = altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

$l$  = distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

O índice de esbeltez é a razão entre o comprimento equivalente (de flambagem) e o raio de giração, nas direções a serem consideradas (NBR 6118, 15.8.2):

$$\lambda = L_e/i \quad \text{Eq. 2}$$

Com raio de giração:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{Eq.3}$$

Para seção retangular o índice de esbeltez resulta:

$$\lambda = \sqrt{\frac{12 \cdot I_e}{h}} = \frac{3,46 \cdot I_e}{h} \quad \text{Eq.4}$$

$\ell_e$  = comprimento equivalente;

$i$  = raio de giração da seção geométrica da peça (seção transversal de concreto, não se considerando a presença de armadura);

$I$  = momento de inércia;

$A$  = área da seção;

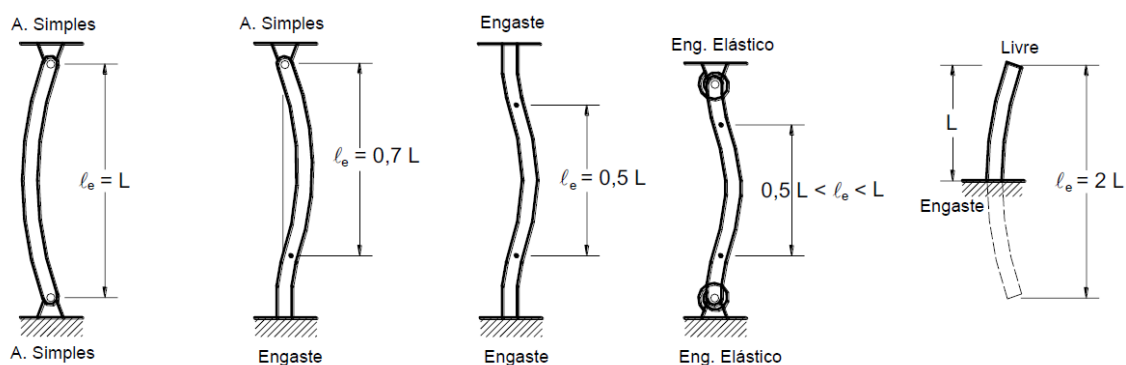
$h$  = dimensão do pilar na direção considerada.

O comprimento equivalente de uma barra isolada depende das vinculações na base e no topo, conforme os esquemas mostrados na Figura 8. Em função do índice de esbeltez máximo, os pilares podem ser classificados como:

- Curto: se  $\lambda \leq 35$ ;
- Médio: se  $35 < \lambda \leq 90$ ;
- Medianamente esbelto: se  $90 < \lambda \leq 140$ ;
- Esbelto: se  $140 < \lambda \leq 200$ .

Os pilares curtos e médios ( $\lambda \leq 90$ ) representam a grande maioria dos pilares das edificações. Os pilares medianamente esbeltos e esbeltos são pouco frequentes.

Figura 8 – Comprimento equivalente ( $\ell_e$ ).



Fonte: Bastos (2021)

## 2.4 Excentricidade de 2ª Ordem Local e Valor-Limite $\lambda_1$

Conforme a NBR 6118 (item 15.7.4). A análise global de 2ª ordem fornece apenas os esforços nas extremidades das barras, devendo ser realizada uma análise dos efeitos locais de 2ª ordem ao longo dos eixos das barras comprimidas, de acordo com o prescrito em 15.8. Os elementos isolados, para fins de verificação local, devem ser formados pelas

barras comprimidas retiradas da estrutura, com comprimento  $l_e$ , de acordo com o estabelecido em 15.6, porém aplicando-se às suas extremidades os esforços obtidos através da análise global de 2ª ordem.

No item 15.8.2 da NBR 6118: “*Os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor-limite  $\lambda_1$  [...]. O valor de  $\lambda_1$  depende de diversos fatores, mas os preponderantes são:*

- a excentricidade relativa de 1ª ordem  $e_1/h$  na extremidade do pilar onde ocorre o momento de 1ª ordem de maior valor absoluto;
- a vinculação dos extremos da coluna isolada;
- a forma do diagrama de momentos de 1ª ordem.”

O valor-limite  $\lambda_1$  é:

$$\lambda_1 = \frac{25+12,5\frac{e_1}{h}}{\alpha_b}, \text{ com } 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad \text{Eq.5}$$

$e_1$  = excentricidade de 1ª ordem (não inclui a excentricidade acidental  $e_a$ );

$e_1/h$  = excentricidade relativa de 1ª ordem.

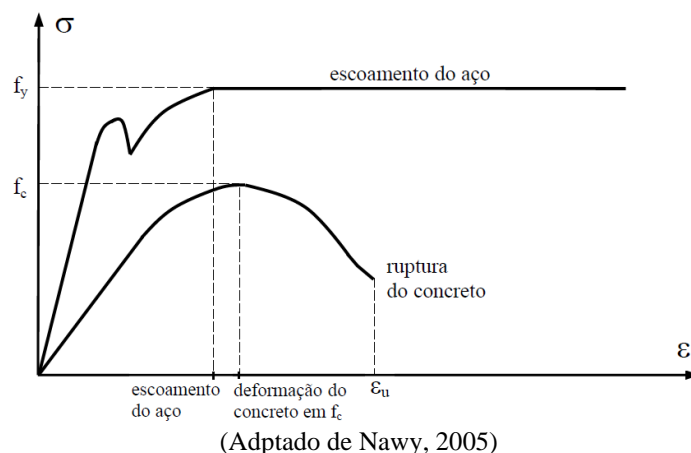
## 2.5 Não Linearidade Física e Geométrica

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023) o conceito de linearidade ou não linearidade consiste em existir, ou não, proporcionalidade entre duas variáveis. Pode ser aplicado às estruturas, aos elementos estruturais e aos materiais. Quando não há proporcionalidade diz-se que há não linearidade, como por exemplo, a relação existente entre uma força (aquilo que causa um efeito) e o deslocamento (o efeito), ou também aquela relação muito útil na análise de materiais, a tensão versus deformação.

No dimensionamento de pilares é muito importante considerar duas não linearidades que ocorrem, uma relativa ao material concreto armado (não linearidade física) e outra relativa à geometria do pilar (não linearidade geométrica). As não linearidades podem ser consideradas de maneira aproximada ou rigorosa, conforme os diferentes processos preconizados na NBR 6118 (ABNT, 2023).



Figura 10 – Comportamento do concreto e do aço em pilar sob compressão simples.



Segundo Pinto (1997), quando sob uma força de compressão, o pilar apresenta deslocamentos laterais, que são diretamente afetados pela rigidez dos materiais (concreto e aço), a qual deve ser estimada por meio de processos que considerem a não linearidade física dos materiais.

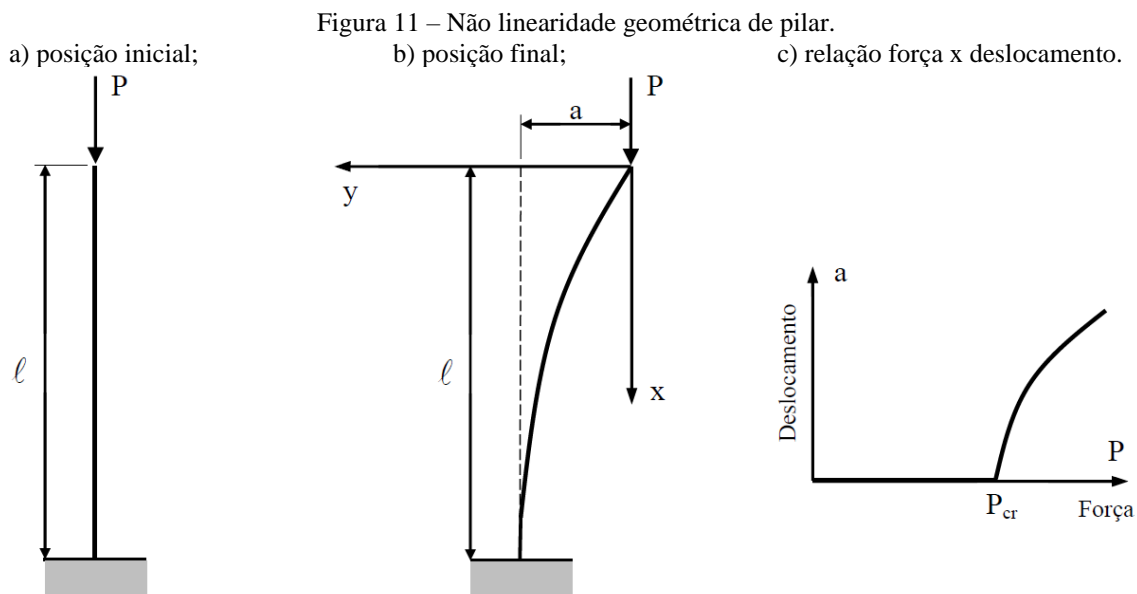
## 2.6 Não linearidade Geométrica

Situações que ocorre a *não linearidade geométrica* quando não é proporcional a relação entre uma força aplicada em uma estrutura ou elemento e o deslocamento provocado, (Pires, 2006). No caso, por exemplo, do pilar mostrado na Figura 11, o deslocamento máximo horizontal no topo (a) é função da força P, porém o aumento do deslocamento não é proporcional ao crescimento da força, de modo que se a força P ultrapassar a força crítica ( $P_{cr}$ ), o deslocamento aumenta rapidamente (Figura 11c).

Para o caso de deslocamentos relativamente grandes, a análise do pilar em sua posição deformada é necessária, pois ocorrem momentos fletores adicionais (denominados de 2ª ordem), como o momento fletor máximo na base do pilar ( $M_2 = P \cdot a$ ), NBR 6118 (ABNT, 2023).

A NBR 6118 (item 15.4.1) define: “nas barras da estrutura, como um lance de pilar, os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo delas.” Portanto, os pilares têm um comportamento geometricamente não linear, ou seja, a análise do equilíbrio deve ser feita na condição deformada, conforme a chamada teoria de 2ª

ordem, em que são levados em conta os efeitos dos deslocamentos nos esforços solicitantes.



Fonte: Bastos (2021)

No cálculo de pilares com índice de esbeltez máximo 90 a NBR 6118 (ABNT, 2023) permite algumas simplificações de métodos simplificados de cálculo na avaliação dos momentos fletores de 2ª ordem. Porém, no caso de pilares esbeltos, as simplificações não são permitidas, e as não linearidades devem ser consideradas de maneira rigorosa por meio do *Método Geral*.

## 2.7 Pilar Padrão com Curvatura Aproximada: NBR 6118 (ABNT, 2023)

Para simplificar o desenvolvimento matemático desse método, a não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo que a deformação da barra é senoidal, e que a não linearidade física é considerada a partir de uma expressão aproximada para a curvatura da seção crítica do pilar. Nesses termos, o momento resistente total,  $M_R = M_{Rd,tot}$ , é estabelecido como segue:

$$M_{Rd,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + P_d \cdot \frac{(L_e)^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad \text{Eq. 6}$$

sendo a curvatura da seção crítica,  $1/r$ , definida por:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad \text{Eq. 7}$$

Nessa expressão,  $v = P_d/(A_c \cdot f_{cd})$  = força normal adimensional e  $h$  = altura da seção na direção considerada. Onde  $P_d$  = força normal de cálculo,  $A_c$  = área da seção transversal de concreto e  $f_{cd}$  = resistência de cálculo à compressão do concreto. Na expressão de  $M_{Rd,tot}$ , Eq. 5, o coeficiente  $\alpha_b$  é determinado por Eq.8.

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \quad \text{Eq. 8}$$

Vale recordar que a expressão de  $\alpha_b$  é válida apenas para pilares biapoiados sem cargas transversais ao longo do seu comprimento. O parâmetro  $\alpha_b$  deve, ainda, atender ao limite  $0,4 \leq \alpha_b \leq 1,0$ .

Os momentos  $M_A$  e  $M_B$  são os momentos de primeira ordem nos extremos do pilar, obtidos em análises de primeira ordem para o caso de estruturas de nós fixos, e os momentos totais, ou seja, de primeira mais de segunda ordem global, no caso de estruturas de nós móveis. Deve ser adotado para  $M_A$  o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado. Para  $M_B$ , adota-se sinal positivo se esse momento tracionar a mesma face que  $M_A$  e sinal negativo em condição contrária. Na expressão de  $M_{Rd,tot}$ , o momento  $M_{1d,A}$  representa o valor de cálculo de primeira ordem do momento  $M_A$ .

A necessidade de considerar ou não os efeitos locais de 2ª ordem (via o momento fletor de 2ª ordem) é avaliada comparando o índice de esbeltez do pilar com o valor limite  $\lambda_1$  (Eq.2), em cada direção principal, tal que, se  $\lambda \leq \lambda_1$ , não há necessidade de considerar o momento fletor de 2ª ordem na direção (é pequeno e pode ser desprezado).

## 2.8 Pilar Padrão com Rigidez Aproximada: NBR 6118 (ABNT, 2023)

Nesse método, admite-se que a não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo, outra vez, que a deformação da barra é senoidal, e que a não linearidade física é considerada a partir de uma expressão aproximada da rigidez. O momento resistente total é estabelecido como segue:

$$M_{Rd,tot} = \frac{\alpha_b \cdot M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \cdot k / \nu}} \geq M_{1d,A} \quad \text{Eq. 9}$$

O valor da rigidez adimensional  $k$  é avaliado de forma simplificada, como segue:

$$k = 32 \cdot \left( 1 + 5 \cdot \frac{M_{Rd,tot}}{h/P_d} \right) \quad \text{Eq. 10}$$

Para condições de dimensionamento, adota-se, normalmente,  $M_{Rd,tot} = M_{Sd,tot}$  ( $M_{Sd,tot}$  = momento fletor solicitante de cálculo). Para as análises de verificação, onde a armadura é conhecida,  $M_{Rd,tot}$  é o momento resistente calculado com essa armadura e com  $P_d = P_{Sd} = P_{Rd}$ .

## 2.9 Diagrama de Interação de Pilares

Segundo Leite *et al* (2023), à resistência dos pilares pode ser estimada através de diagramas de interação, que mostram a correlação entre a carga  $P$  e o momento  $m$  resistente do pilar. Além da resistência, esse diagrama também permite analisar o modo de ruína e os efeitos de segunda ordem local.

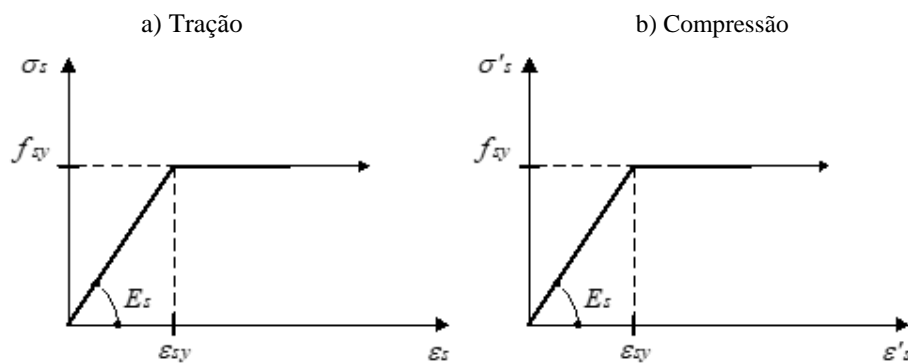
Para delinear o diagrama de interação é necessário conhecer antecipadamente a seção transversal do pilar, o arranjo das armaduras longitudinais e algumas propriedades mecânicas dos materiais,  $f_c$ ,  $\varepsilon_{cu}$ ,  $E_c$ ,  $f_y$ ,  $E_s$ , etc. Na prática, segundo Wight e Macgregor (2009), comenta que esse diagrama considera as distribuições das deformações, apresentando para cada distribuição o correspondente valor de carga  $P$  e momento  $m$ .

O procedimento para construção desses diagramas é simples e baseia-se nos estados de deformação, ou modo de ruína, que se deseja estudar. Deve-se estar atento ao fato de que as deformações de tração são consideradas negativas para a determinação dos esforços.

Os autores ainda sugerem que o diagrama de interação pode ser obtido conforme apresentado na Figura 13, que exhibe as diferentes deformações das armaduras ( $\varepsilon_s$ ) e a parcela referente ao concreto (bloco de compressão).

Ressalta-se que serão apresentadas apenas as informações necessárias para traçar o diagrama de interação, ou seja, as leis constitutivas *tensão-deformação* do concreto comprimido e do aço das armaduras tracionadas e comprimidas. No tocante relação *tensão-deformação* do aço da armadura, de um modo generalizado, serão adotadas as relações simplificadas mostrada na Figura 12, linear perfeitamente plástica. Essa relação é definida por Eq. 11.

Figura 12 – Relação tensão-deformação do aço das armaduras

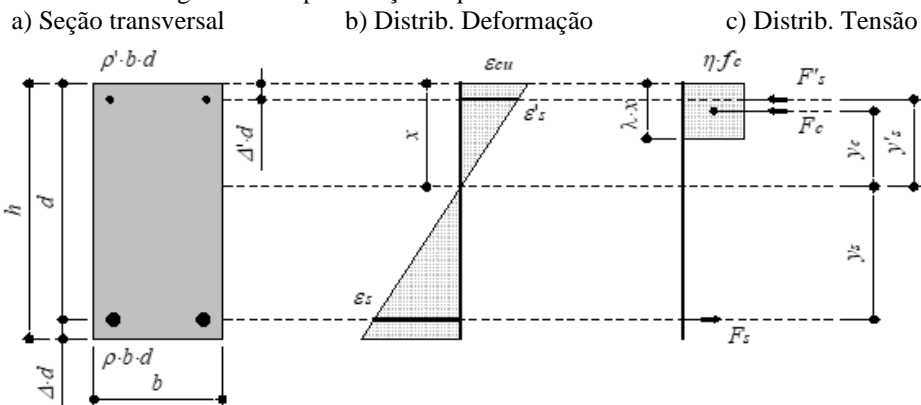


Fonte: Leite, (2024)

$$\sigma_s = \begin{cases} \varepsilon_s \cdot E_s & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \\ f_{sy} & \text{para } \varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad \text{Eq. 11}$$

Em Eq. 10,  $\sigma_s$  = tensão no aço,  $\varepsilon_s$  = deformação no aço,  $E_s$  = módulo de elasticidade do aço,  $f_{sy}$  = tensão de escoamento do aço e  $\varepsilon_{sy}$  = deformação correspondente à  $f_{sy}$ . Ressalta-se que a relação *tensão-deformação* do aço é idêntica à tração e à compressão, ver Figura 13. A lei constitutiva referente ao concreto comprimido será manipulada a partir do modelo de flexão proposto na norma. Dessa maneira, acredita-se que a informação pertinente ao diagrama de interação seja apresentada de maneira prática e direta. Para esse fim, adotou-se a Figura 13 como referência.

Figura 13 – Apresentação esquemática do modelo de flexão.



Fonte: Leite, (2024)

Onde:

$b$  = largura do pilar;

$h$  = altura efetiva do pilar;

$d$  = altura útil do pilar;

$\rho$  = taxa de armadura tracionada;

$\rho'$  = taxa de armadura comprimida;

$\Delta d$  =  $h - d$  = posição da armadura tracionada;

$\Delta'd$  = posição da armadura comprimida;

$\varepsilon_{cu}$  = deformação última do concreto comprimido;

$\varepsilon_s$  = deformação da armadura tracionada;

$\varepsilon'_s$  = deformação da armadura comprimida;

$x$  = linha neutra;

$f_c$  = resistência média do concreto à compressão (corpo de prova cilíndrico);

$\lambda$  e  $\eta$  = constantes que definem o delineamento do bloco de compressão;

$F_c = \eta \cdot f_c \cdot \lambda \cdot x \cdot b$  = resultante do concreto comprimido;

$F_s = \sigma_s \cdot \rho \cdot b \cdot d$  = resultante da armadura tracionada;

$F'_s = \sigma'_s \cdot \rho' \cdot b \cdot d$  = resultante da armadura comprimida;

$y_c = x - 0,5 \cdot \lambda \cdot x$  = braço de alavanca da resultante  $F_c$ ,  $y_s = d - x$  = braço de alavanca da resultante  $F_s$  e  $y'_s = x - \Delta'd$  = braço de alavanca da resultante  $F'_s$ .

As recomendações das normas, NBR 6118 (ABNT, 2023), referente à proposta do modelo de flexão são apresentadas nas Tabelas de 1.

Tabela 1 -. Recomendações para o modelo de flexão da NBR 6118 (ABNT, 2023).

Recomendações	
---------------	--

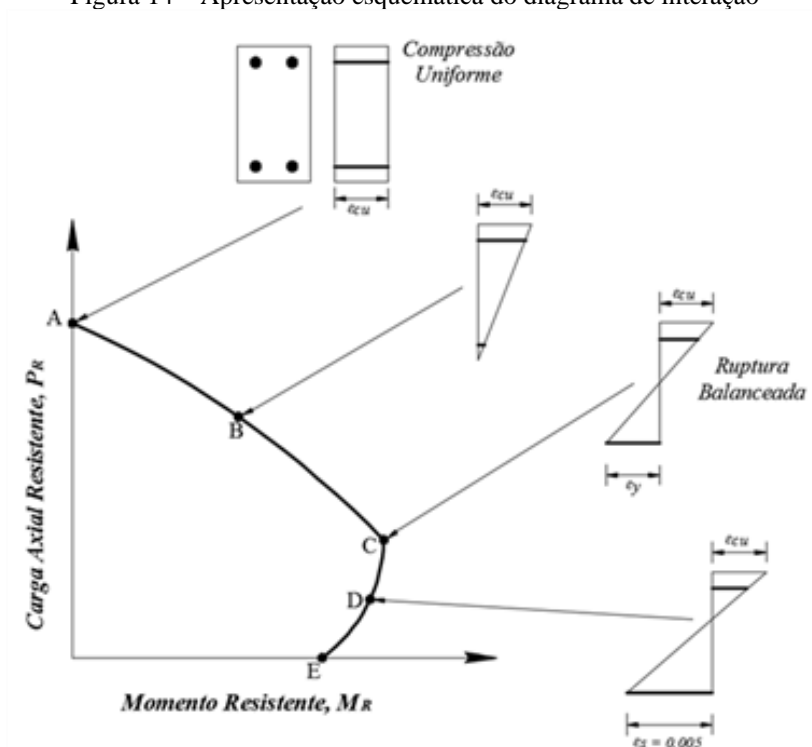
$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} 3,5 & \text{para } f_c \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,6 + 3,5 \cdot \left(\frac{90 - f_c}{100}\right)^4 & \text{para } f_c > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Eq. 12}$$

$$\lambda = \begin{cases} 0,8 & \text{para } f_c \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,8 - \frac{f_c - 50}{400} & \text{para } f_c > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Eq. 13}$$

$$\eta = \begin{cases} 0,85 & \text{para } f_c \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,85 \cdot \left(1,0 - \frac{f_c - 50}{200}\right) & \text{para } f_c > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Eq. 14}$$

De modo a esclarecer as fases do comportamento do pilar a partir do diagrama de interação da sua seção transversal, mostra-se a Figura 15, onde simplifica os seguintes pontos do diagrama de interação:

Figura 14 – Apresentação esquemática do diagrama de interação



Fonte: Adaptado de WIGHT e MACGREGOR, (2009).

- Ponto A: Considera a seção completamente comprimida ( $P_R = P_{max}$ ), com uma distribuição das deformações uniforme ( $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ ) e momento fletor nulo ( $M_R = 0$ );
- Ponto B: O concreto é solicitado à compressão não uniforme (sem tração). A partir desse ponto a fissuração é iminente;
- Ponto C: Corresponde à ruína balanceada, onde o esmagamento do concreto e o escoamento da armadura de tração ocorrem simultaneamente;
- Ponto D: Meramente representativo, corresponde a uma deformação superior à deformação de escoamento da armadura tracionada. Representa o nível de tensão limite para que a ruína do pilar seja pelo escoamento da armadura com comportamento dúctil (sugestão do ACI 318, 2019);
- Ponto E: O pilar é solicitado apenas à flexão ( $P_R = 0$ ).

Nesse contexto, cabe destacar ainda algumas regiões do diagrama de interação:

- Região AC: Representa a região onde a ruína do pilar é caracterizada pelo esmagamento do concreto, o ponto C representa a condição limite desse modo de ruína;

- Região CD: Representa a fase de transição da região, pois a curvatura do pilar nessa região corresponde a condição  $2\text{‰} < \varepsilon_s < 5\text{‰}$ , intermediária entre os pontos C e D.

### 3 METODOLOGIA

Para julgar o desempenho das recomendações normativas no que concerne a NBR 6118 (ABNT, 2023), quanto à estimativa da resistência de pilares curtos em Concreto Armado solicitados excentricamente, um banco de dados (BD) foi coletado da literatura técnica nacional e internacional de ensaios de pilares curtos sob flexão composta normal. Para julgar a precisão e segurança da norma, foi adotado a relação da carga última experimental  $P_{exp}$  registrado nos ensaios do banco de dados, pelas estimativas da carga última teórica  $P_{teo}$  calculada pela norma brasileira.

A performance da estimativa de carga crítica de ruína dos pilares, foi avaliada em função do parâmetro  $\chi$ , sendo  $\chi = P_{exp}/P_{teo}$ , a razão entre o Carga resistente experimental ( $P_{exp}$ ) último registrado no (BD) com o Carga resistente calculado ( $P_{teo}$ ). Salienta-se que o parâmetro  $\chi$  foi analisado quanto aos aspectos de segurança, precisão e economia através de um critério adaptado de (Collins, 2001) utilizado por (Moraes Neto, 2013), o *Demerit Points Classification* (DPC). Esse método tem como base a ideia de que uma relação  $\chi$  menor que 0,5 é muito pior em termos de segurança que uma acima de 2,0, ao mesmo tempo, valores extremamente conservadores, por serem antieconômicos, são penalizados com valor igual a 2,0, correspondente a uma relação classificada como de baixa segurança, conforme mostra a Tabela 2. Quanto maior o valor da soma total das penalidades, pior é considerado o método em análise.

Tabela 2 - Critério de classificação do DCP (Demerit Points Classification)

$\chi$	Classificação	Penalidade
< 0,5	Ext. Perigoso	10
[0,5;0,85[	Perigoso	5
[0,85;1,15[	Seg. Aprop.	0
[1,15;2,00[	Conservador	1
$\geq 2,0$	Ext. Conser.	2

Fonte: Collins, 2001 *apud* Moraes Neto (2013)

#### 3.1 ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA

Para análise inicial da pesquisa, a estimativa da resistência dos pilares se deu a partir das recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2023). Com as diretrizes dessa norma foi obtida a resistência da seção transversal dos pilares, ou seja, foi conhecido o diagrama de interação da seção do pilar, correlação *carga-momento*,  $P$ - $m$ . Além desse diagrama,

também é apresentado a relação linear ( $L$ ) e não linear ( $NL$ ), teoria de flambagem elástica, e os métodos do *Pilar-Padrão* com curvatura aproximada ( $CA$ ) e rigidez aproximada ( $RA$ ) entre a carga  $P$  e o momento  $m$ , isto é, também foi explorada a relação  $P-m$ . Por fim, a resistência dos pilares advirá da interseção das relações *carga-momento* linear,  $P-m$  ( $L$ ), não linear,  $P-m$  ( $NL$ ), Curvatura Aproximada,  $P-m$  ( $CA$ ) e Rigidez Aproximada,  $P-m$  ( $RA$ ) com o diagrama de interação.

### 3.2 BANCO DE DADOS

Conforme cientificado, para julgar a eficácia dos métodos introduzidos antes, quanto à estimativa da resistência de pilares curtos sujeitos à *flexão composta normal*, um banco de dados (BD) foi coletado da literatura. Esse BD, foi construído a partir da investigação de 09 pesquisas, reuniu 42 pilares, classificado com  $\lambda \leq 40$  ver Anexo A. A abrangência das informações pode ser consultada na Tabela 3 de forma resumida.

De mais a mais, frisa-se que a razão  $\chi = P_{exp}/P_{teo}$  foi o indicador de desempenho manuseado. Sendo  $P_{exp}$  = carga máxima registrada experimentalmente, representativa da resistência dos pilares, e  $P_{teo}$  = estimativa teórica de  $P_{exp}$ .

Tabela 3. Resumo dos pilares analisados.

Autores	Nº Pilares	$\lambda$	$f_c$ (MPa)	$e/d$	$\rho_l$ (%)	$\rho_w$ (%)
KIM e YANG (1993)	10	10-40	25-85	0,4	2,4-4,9	0,6
VANDERLEI (1999)	5	40	80-90	0,01-0,02	1,8-4,6	0,4-1,3
LIMA JUNIOR (2003)	9	40	40-65	0,1-0,3	2,6	0,6-1,7
NEMECEK <i>et al.</i> (2004)	6	25	30-70	0,1	2,4	0,5-1,5
KOTTB <i>et al.</i> (2015)	8	35-40	50-60	0,1-0,2	2,5-4,4	1,3-3,5
LEITE <i>et al.</i> (2024)	3		30			

Fonte: Autor, 2024.

Por conseguinte, a resistência dos pilares curtos, foram obtidos a partir da interseção das relações carga momento linear  $P-M$  ( $L$ ), Eq. 15, e não linear  $P-M$  ( $NL$ ), Eq. 16, com o diagrama de interação, sendo assim, essa mesma abordagem foi praticada com os métodos simplificados propostos pela NBR 6118 (ABNT, 2023). Para esse propósito, as relações  $P-M$  oferecidas pelas propostas *Pilar padrão com curvatura aproximada*  $P-M$  ( $CA$ ), Eq. 6, e *rigidez aproximada*  $P-M$  ( $RA$ ), Eq. 9, foram equitativamente manipuladas com o diagrama de interação. Para mais, participa-se que nenhum coeficiente de segurança foi ponderado.

$$M = P \cdot e \quad \text{Eq. 15}$$

$$M_{\max} = P \cdot e \cdot \sec\left(\frac{k \cdot L_e}{2}\right) \quad \text{Eq. 16}$$

Onde:

$L_e$  = comprimento equivalente do pilar

$k$  é determinado pela Eq. 17

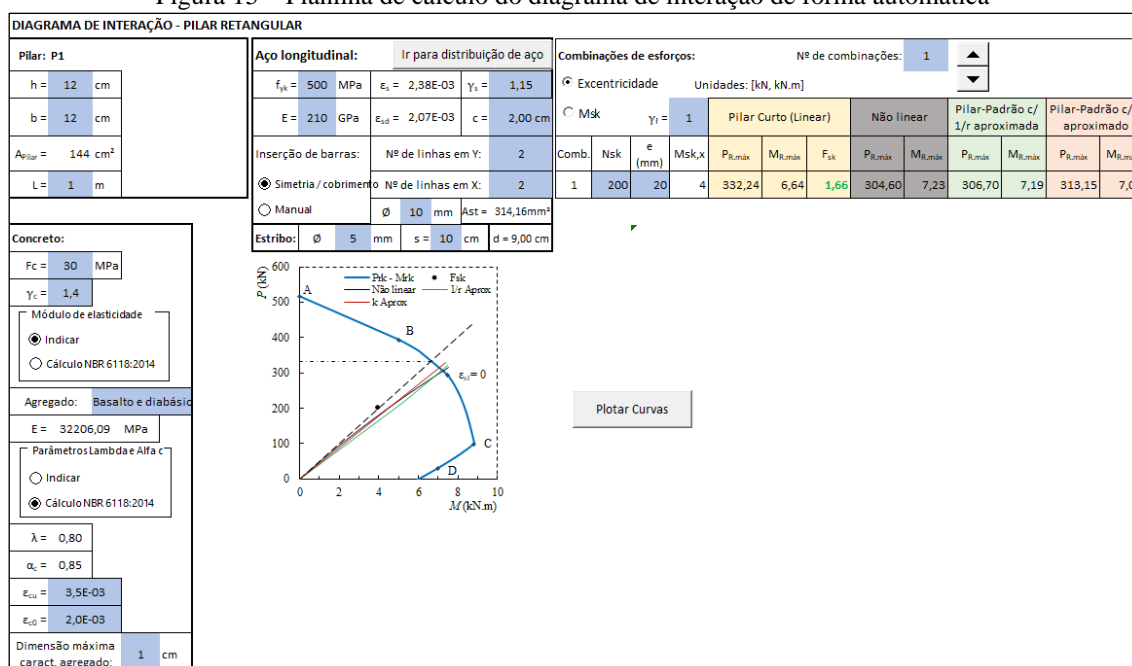
$$k = [P/(E \cdot I)]^{0,5} \quad \text{Eq. 17}$$

Nesta expressão  $E \cdot I$  a rigidez à flexão do pilar,  $E$  = módulo de elasticidade do concreto e  $I$  = momento de inércia da seção bruta.

## 4 RESULTADOS DA ANÁLISE

Para facilitar os cálculos quanto ao traçado do diagrama de interação dos pilares curtos a partir dos métodos de cálculo apresentados anteriormente, foi construído uma planilha no programa Excel através de programação de macro para calcular e construir os diagramas de forma automática, visto que este trabalho seria bem laborioso de maneira manual. A planilha pode ser vista na Figura 15.

Figura 15 – Planilha de cálculo do diagrama de interação de forma automática



Fonte: Autor, 2024.

Nessa planilha, foi adicionado os métodos carga-momento ( $P-m$ ), Linear ( $L$ ), Não linear ( $NL$ ), Pilar Padrão com curvatura aproximada ( $CA$ ) e Pilar Padrão com rigidez aproximada ( $RA$ ), todos os métodos de cálculos sugeridos pela norma Brasileira NBR 6118 (ABNT, 2023).

As células de cor azuis, caracterizam a entrada de dados dos pilares (seção transversal, comprimento, resistência à compressão do concreto, deformações do concreto, módulo de elasticidade e o tipo de agregado utilizado no experimento), além da entrada de dados para as camadas de aço.

Conforme mostrado na Tabela 3, os pilares foram enquadrados com esbelteza  $\lambda$  entre 10-40, característica de pilares curtos. Inicialmente a análise foi realizada por autor que compõem o banco de dados (BD).

Para a análise de segurança das estimativas de carga crítica de ruína dos pilares, quanto a precisão dos métodos, foi avaliado seguindo as recomendações do *Demerit Points Classification* (DPC). A performance foi avaliada em função do parâmetro  $\chi$ , sendo  $\chi = P_{exp}/P_{teo}$ , a razão entre o Carga resistente experimental ( $P_{exp}$ ) último registrado no (BD) com o Carga resistente calculado ( $P_{teo}$ ).

#### 4.1 Kim e Yang (1993)

O autor examinou 11 pilares sob o efeito de flexo compressão, obtendo como variável a excentricidade de 24mm, taxa de armadura longitudinal, resistência à compressão do concreto  $f_{ck}$ .

A Tabela 4 mostra o resumo das penalidades obtidas para os pilares estudado pelos autores, segundo os métodos de cálculo da norma Brasileira. Nessa tabela também são apresentados valores estatísticos como a média (MED), o desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação (CV %).

Tabela 4 - Classificação de  $\chi$  segundo a versão modificada do DPC - Kim e Yang (1993)

$\chi = P_{exp}/P_{teo}$		< 0,5	[0,5 - 0,85[	[0,85 - 1,15[	[1,15 - 2,00[	$\geq 2,00$	T	MED	DP	CV (%)
L	Nº Pilar	0	1	7	4	0	12	1,08	0,19	17,37
	Penal <sub>DPC</sub>	0	5	0	1	0	6			
NL	Nº Pilar	0	1	7	4	0	12	1,10	0,17	16,01
	Penal <sub>DPC</sub>	0	5	0	1	0	6			
1/r Aprox.	Nº Pilar	0	1	7	4	0	12	1,09	0,19	17,47
	Penal <sub>DPC</sub>	0	5	0	1	0	6			
K Aprox	Nº Pilar	0	1	7	4	0	12	1,09	0,19	17,43
	Penal <sub>DPC</sub>	0	5	0	1	0	6			

Nota: L = Análise linear, NL = Análise não linear, 1/r. Aprox = Curvatura aproximada e k Aprox = Rigidez K aproximada.

Fonte: Autor (2024)

Os resultados das penalidades mostrado na Tabela 5 revelou que apenas um pilar se enquadrou no intervalo [0,5 - 0,85[, considerado perigoso, os demais pilares figuraram uma condição ideal, sem penalidade e conservador, que seria menos penoso que a condição desfavorável. No entanto, houve boa relação com os métodos de cálculo da norma Brasileira, com média  $\approx 1,10$  para os quatro métodos e coeficiente de variação < 20%. O comportamento dos pilares pelo diagrama de interação é mostrado nas Figuras a seguir. Cabe destacar, que os autores variaram a taxa de armadura e resistência à compressão do concreto, a excentricidade foi a mesma para todos os pilares com  $e=24\text{mm}$ .

Figura 16 – Diagrama de interação dos pilares 10L2-1; 10L2-2; 10L4-1

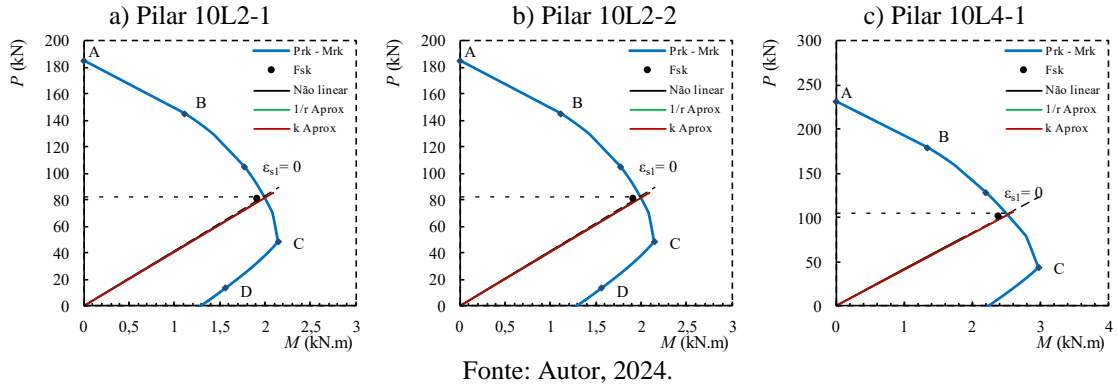


Figura 17 – Diagrama de interação dos pilares 10L4-2; 10M2-1; 10M2-2

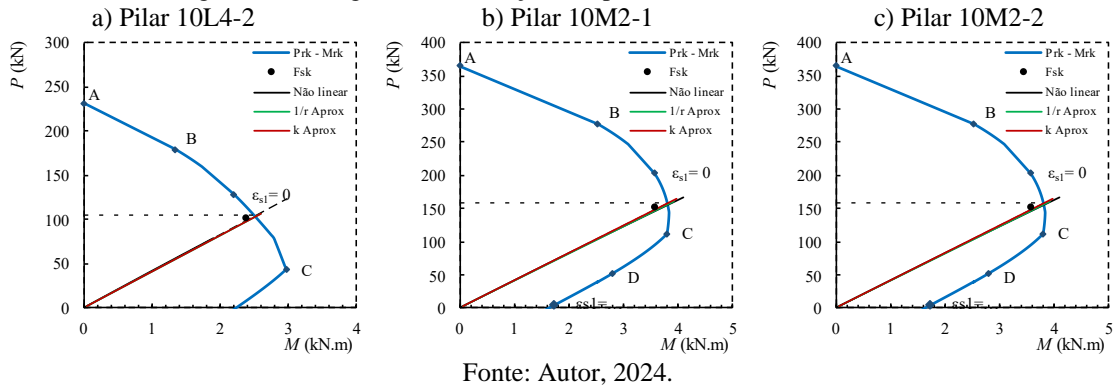


Figura 18 – Diagrama de interação dos pilares 10M4-1; 10M4-2; 10H2-1

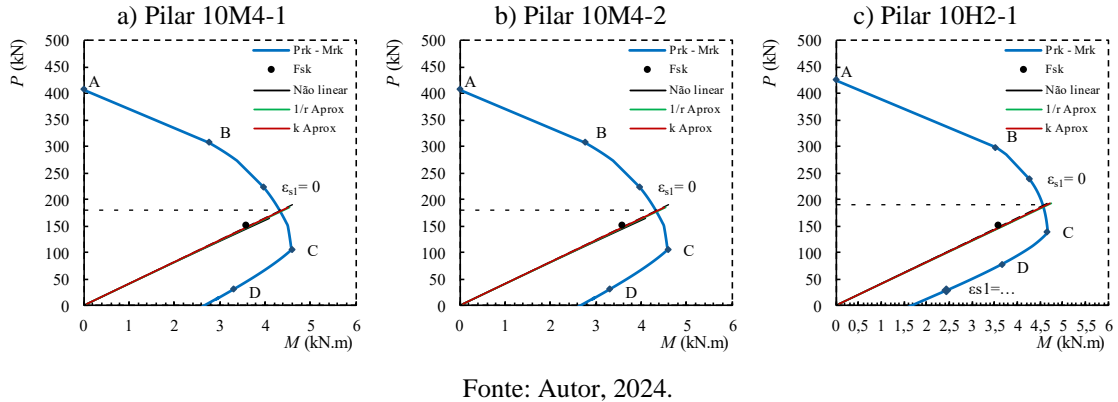
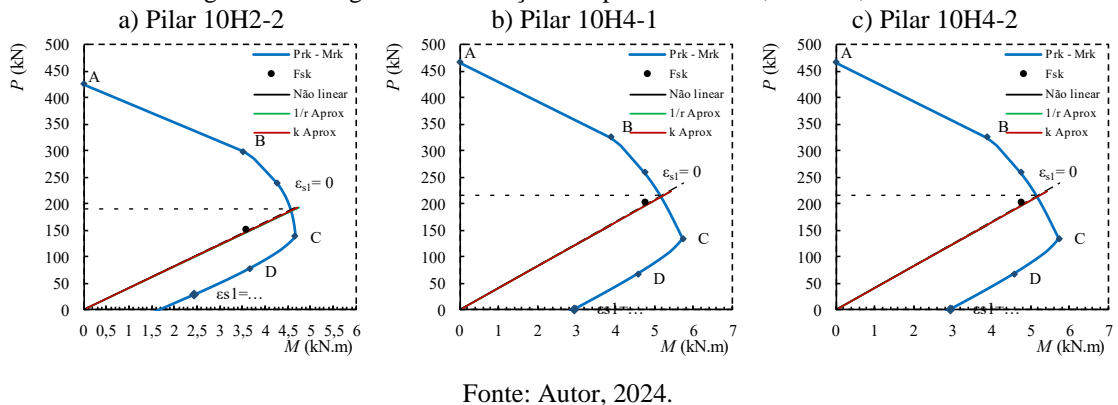


Figura 19 – Diagrama de interação dos pilares 10H2-2; 10H4-1; 10H4-2



### 4.3 Vanderlei (1999)

Foi avaliado pelo autor, 05 pilares sob o efeito de flexo compressão, obtendo como variável uma excentricidade de 38mm, taxa de armadura longitudinal, resistência a compressão do concreto  $f_{ck}$ , respectivamente.

A Tabela 5 mostra o resumo das penalidades obtidas para os pilares estudado pelo autor, segundo os métodos de cálculo da norma Brasileira. Nessa tabela também são apresentados valores estatísticos como a média (MED), o desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação (CV %).

Tabela 5 - Classificação de  $\chi$  segundo a versão modificada do DPC - Vanderlei (1999)

$\chi = P_{exp}/P_{teo}$		< 0,5	[0,5 - 0,85[	[0,85 - 1,15[	[1,15 - 2,00[	$\geq 2,00$	T	MED	DP	CV (%)
L	Nº Pilar	0	0	0	3	2	5	2,0	0,84	4,19
	Penal <sub>DPC</sub>	0	0	0	3	4	7			
NL	Nº Pilar	0	0	0	0	5	5	2,88	0,13	4,70
	Penal <sub>DPC</sub>	0	0	0	0	10	10			
1/r Aprox.	Nº Pilar	0	0	0	0	5	5	2,57	0,89	3,49
	Penal <sub>DPC</sub>	0	0	0	0	10	10			
K Aprox	Nº Pilar	0	0	0	0	5	5	2,41	0,90	3,73
	Penal <sub>DPC</sub>	0	0	0	0	10	10			

Nota: L = Análise linear, NL = Análise não linear, 1/r. Aprox = Curvatura aproximada e k Aprox = Rigidez K aproximada.

Fonte: Autor, 2024.

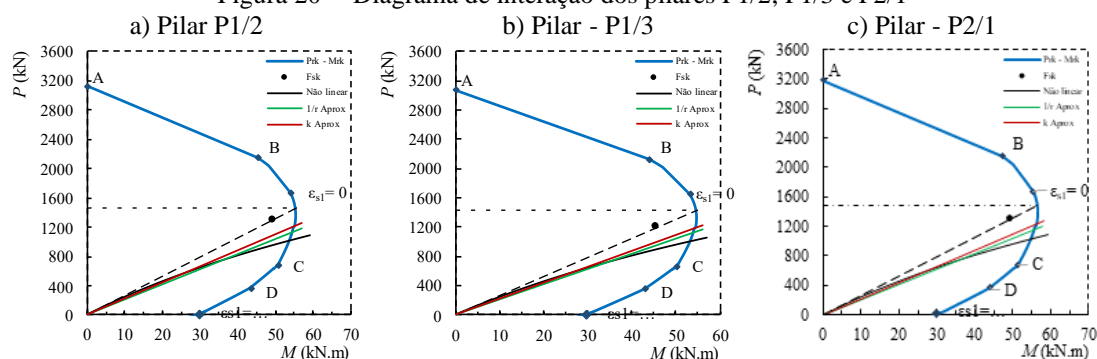
Conforme observado na Tabela 6, os resultados mostram que os pilares estudados pelo autor estão extremamente conservadores, visto que a maioria dos pilares enquadraram-se segundo o DPC entre [1,15 - 2,00[ e  $\geq 2,00$  o que caracteriza pilares antieconômicos em termos de construção (superdimensionados). Apesar de não ser uma condição ideal, não houve penalidades contra a segurança pelos métodos normativos.

O comportamento dos pilares pelo diagrama de interação pode ser visto nas Figuras 20 e 21 a seguir.

Os pilares mantiveram performance semelhante no traçado dos diagramas, cabe destacar a influência da excentricidade durante a aplicação da carga. Vale recordar que nesse estudo, o autor manteve a excentricidade igual constante para todos os pilares com  $e=38\text{mm}$ . Nessa ordem, é possível observar a redução significativa da capacidade portante de resistência dos pilares, na ordem de 50 a 60%. Logo, os resultados mostraram

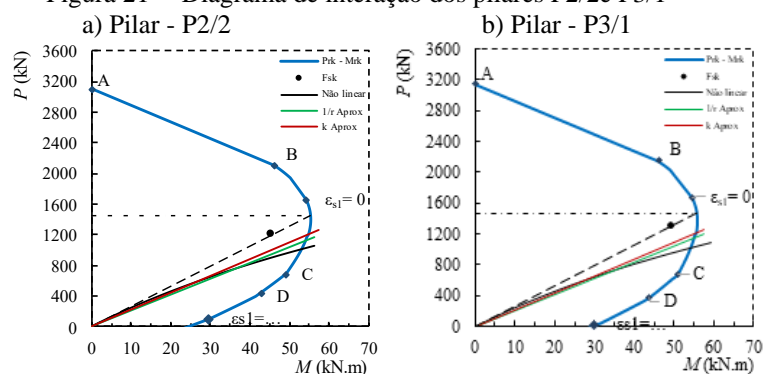
a influência da excentricidade e a importância de considerá-la mesmo sendo em uma análise linear.

Figura 20 – Diagrama de interação dos pilares P1/2; P1/3 e P2/1



Fonte: Autor, 2024.

Figura 21 – Diagrama de interação dos pilares P2/2e P3/1



Fonte: Autor, 2024.

#### 4.4 Lima Junior (2003)

O autor estudou 09 pilares sob o efeito de flexo compressão, utilizando como variável uma excentricidade de 10mm, 20mm e 30mm e taxa de armadura longitudinal, resistência à compressão, respectivamente.

A Tabela 6 mostra o resumo das penalidades obtidas para os pilares estudado pelo autor, segundo os métodos de cálculo da norma Brasileira. Nessa tabela também são apresentados valores estatísticos como a média (MED), o desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação (CV %).

Tabela 6 - Classificação de  $\chi$  segundo a versão modificada do DPC - Lima Junior (2003)

$\chi = P_{exp}/P_{teo}$		< 0,5	[0,5 - 0,85[	[0,85 - 1,15[	[1,15 - 2,00[	$\geq 2,00$	T	MED	DP	CV (%)
L	Nº Pilar	0	0	9	0	0	9	0,87	0,05	5,29
	Penal.DPC	0	0	0	0	0	0			
NL	Nº Pilar	0	0	9	0	0	9	1,04	0,03	3,08
	Penal.DPC	0	0	0	0	0	0			
1/r Aprox.	Nº Pilar	0	0	9	0	0	9	1,02	0,03	2,98
	Penal.DPC	0	0	0	0	0	0			
K Aprox	Nº Pilar	0	0	9	0	0	9	0,96	0,03	3,43
	Penal.DPC	0	0	0	0	0	0			

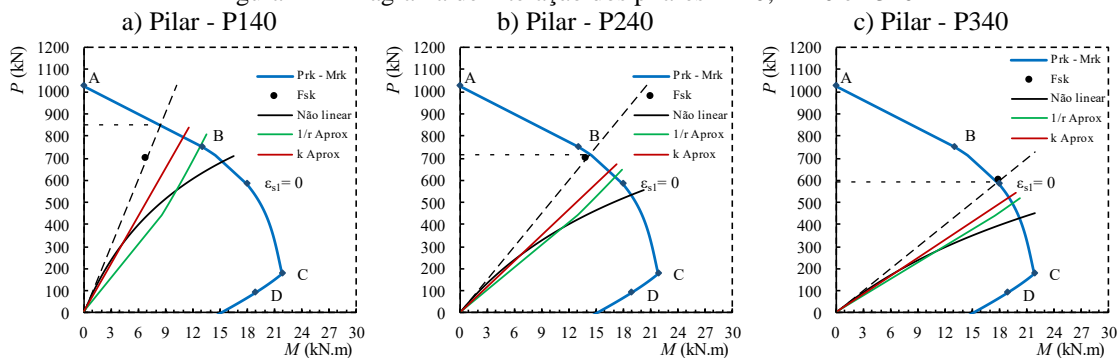
Nota: L = Análise linear, NL = Análise não linear, 1/r. Aprox = Curvatura aproximada e k Aprox = Rigidez K aproximada.

Fonte: Autor, 2024.

Conforme observado na Tabela 6, os resultados foram assertivos, todos os pilares se enquadraram no DPC entre [0,85 - 1,15[, sem penalidade, ou seja, os métodos da norma Brasileira foram de encontro com os resultados dos experimentos do autor. Resultados este muito bom, onde mostrou uma condição ideal no dimensionamento de pilares cursos solicitados excêntricamente.

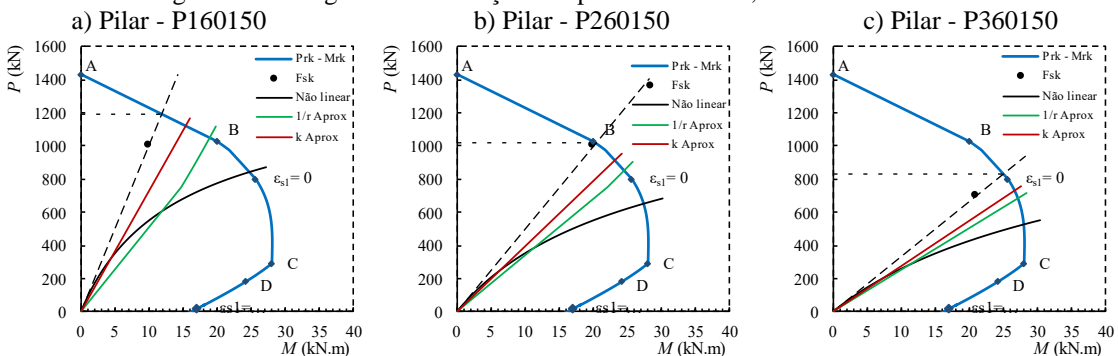
As Figuras 22, 23 e 24, mostram o comportamento dos pilares a partir do diagrama de interação. Nessas Figuras a ruptura dos pilares ocorreram pelo esmagamento do concreto antes do escoamento a armadura, as linhas tendências dos métodos ficaram acima do ponto C do diagrama, zona de transição entre compressão e escoamento das armaduras.

Figura 22 – Diagrama de interação dos pilares P140; P240 e P340



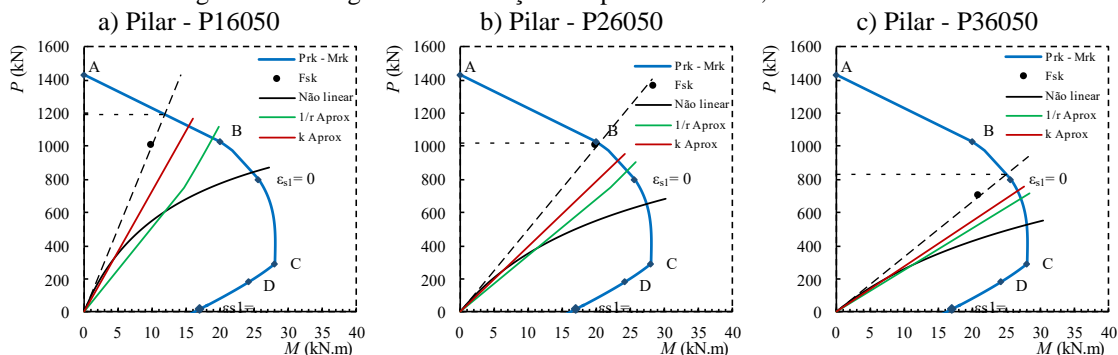
Fonte: Autor, 2024.

Figura 23 – Diagrama de interação dos pilares P160150; P260150 e P360150



Fonte: Autor, 2024.

Figura 24 – Diagrama de interação dos pilares P16050; P26050 e P36050



Fonte: Autor, 2024.

#### 4.5 Nemecek *et al.* (2004)

Segundo o autor, foi estudado 06 pilares sob o efeito de flexo compressão, utilizando como variável uma excentricidade de 15mm, taxa de armadura longitudinal, uma resistência à compressão, módulo de elasticidade do aço e do concreto.

A Tabela 7 mostra o resumo das penalidades obtidas para os pilares estudado pelo autor, segundo os métodos de cálculo da norma Brasileira. Nessa tabela também são apresentados valores estatísticos como a média (MED), o desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação (CV %).

Tabela 7 - Classificação de  $\chi$  segundo a versão modificada do DPC - Nemecek *et al.* (2004)

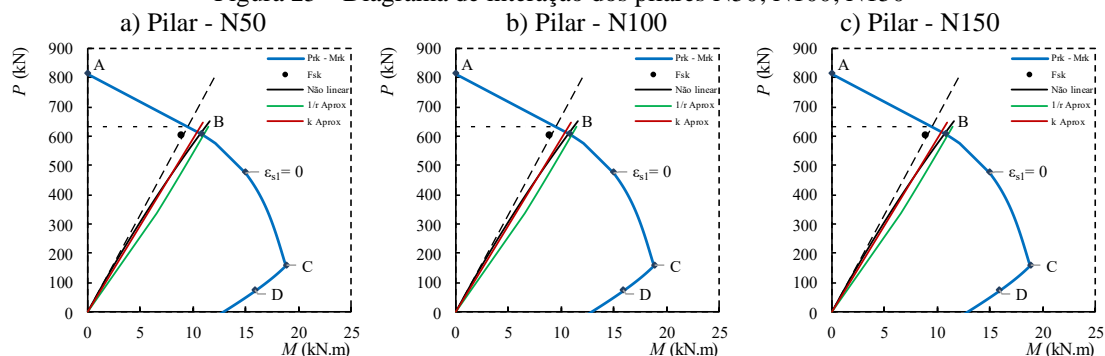
$\chi = P_{exp}/P_{teo}$		< 0,5	[0,5 - 0,85[	[0,85 - 1,15[	[1,15 - 2,00]	$\geq 2,00$	T	MED	DP	CV (%)
L	Nº Pilar	0	0	6	0	0	6	0,95	0,02	1,96
	Penal. <sub>DPC</sub>	0	0	0	0	0	0			
NL	Nº Pilar	0	0	6	0	0	6	0,99	0,02	1,74
	Penal. <sub>DPC</sub>	0	0	0	0	0	0			
1/r Aprox.	Nº Pilar	0	0	6	0	0	6	1,0	0,2	1,80
	Penal. <sub>DPC</sub>	0	0	0	0	0	0			
K Aprox.	Nº Pilar	0	0	6	0	0	6	0,95	0,02	1,97
	Penal. <sub>DPC</sub>	0	0	0	0	0	0			

Nota: L = Análise linear, NL = Análise não linear, 1/r. Aprox = Curvatura aproximada e k Aprox = Rigidez K aproximada.

Fonte: Autor (2024)

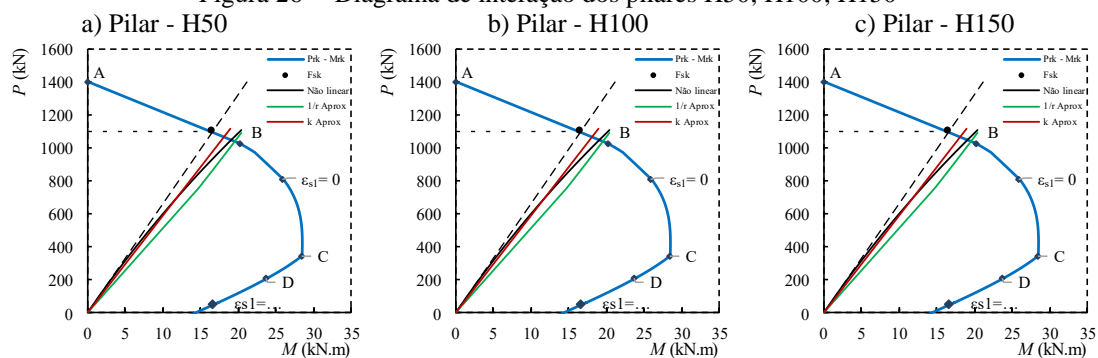
Os resultados da Tabela 7 foram assertivos para todos os métodos, sem nenhuma penalidade. Os métodos de cálculo foram de encontro com os resultados experimentais. Ainda que os resultados foram satisfatório, a influência da excentricidade foi evidente, em diminuir a capacidade portante dos pilares pelo feito de segunda ordem local, como pode ser visto no traçado do diagrama de interação das Figuras a seguir.

Figura 25 – Diagrama de interação dos pilares N50; N100; N150



Fonte: Autor, 2024.

Figura 26 – Diagrama de interação dos pilares H50; H100; H150



Fonte: Autor, 2024.

#### 4.6 Kottb *et al.* (2015)

O autor examinou 08 pilares sob o efeito de flexo compressão, aplicando como variável a excentricidade de 15mm, 22,5mm e 30mm, taxa de armadura longitudinal com diâmetros de 10mm, 12mm e 16mm, uma resistência à compressão do concreto e o módulo de elasticidade do concreto foram usados os parâmetros sugeridos pela NBR 6118 (ABNT, 2023).

A Tabela 8 mostra o resumo das penalidades obtidas para os pilares estudado pelo autor, segundo os métodos de cálculo da norma Brasileira. Nessa tabela também são apresentados valores estatísticos como a média (MED), o desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação (CV %).

Tabela 8 - Classificação de  $\chi$  segundo a versão modificada do DPC - Kottb et al. (2015)

$\chi = P_{exp}/P_{teo}$		< 0,5	[0,5 - 0,85[	[0,85 - 1,15[	[1,15 - 2,00[	$\geq 2,00$	T	MED	DP	CV (%)
L	Nº Pilar	0	1	5	2	0	8	1,0	0,15	14,73
	Penal <sub>DPC</sub>	0	5	0	2	0	7			
NL	Nº Pilar	0	1	3	4	0	8	1,12	0,17	14,78
	Penal <sub>DPC</sub>	0	5	0	4	0	9			
1/r Aprox.	Nº Pilar	0	1	4	3	0	8	1,12	0,16	14,14
	Penal <sub>DPC</sub>	0	5	0	3	0	8			
K Aprox	Nº Pilar	0	1	4	3	0	8	1,07	0,15	14,42
	Penal <sub>DPC</sub>	0	5	0	3	0	8			

Nota: L = Análise linear, NL = Análise não linear, 1/r. Aprox = Curvatura aproximada e k Aprox = Rigidez K aproximada.

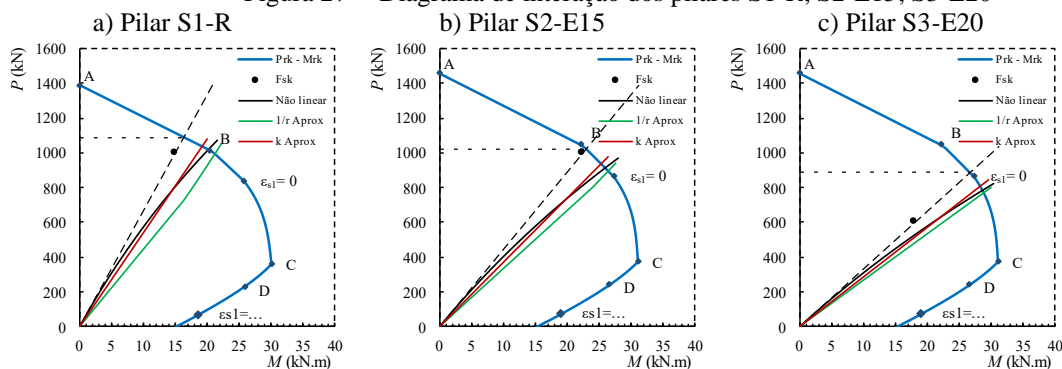
Fonte: Autor (2024)

Os resultados das penalidades (ver Tabela 11) mostraram similaridade entre os métodos e pouca variância, apenas um pilar com alerta para perigoso, os demais se enquadraram na condição ideal e conservador. Os métodos foram assertivos com baixo coeficiente de variação.

A performance do diagrama de interação de cada pilar e mostrado nas Figuras a seguir. Os três primeiros pilares (S1-R; S2-E15; S3-E20) são possíveis verificar a influência da excentricidade, iniciando com 15mm, passando para 22,5mm e por último 30mm.

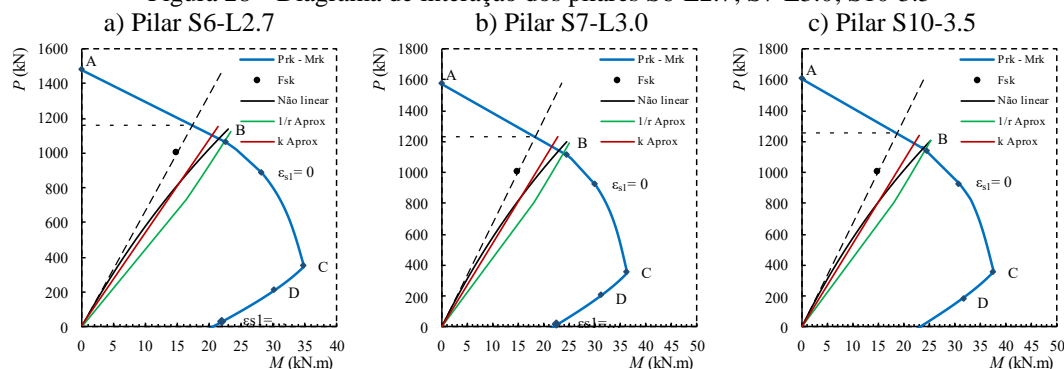
Para os demais pilares ocorreu também a variação da taxa de armadura longitudinal e resistência do concreto.

Figura 27 – Diagrama de interação dos pilares S1-R; S2-E15; S3-E20



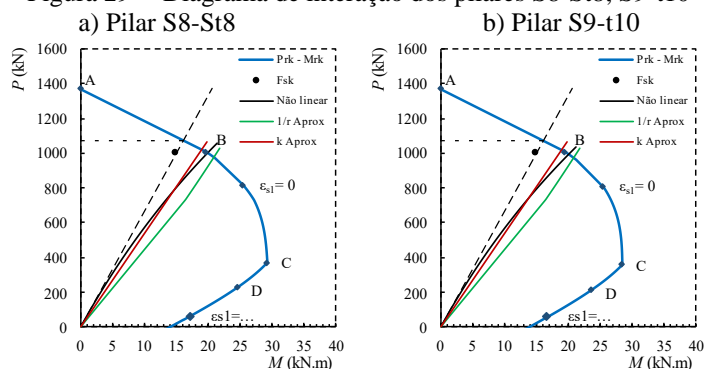
Fonte: Autor, 2024.

Figura 28 – Diagrama de interação dos pilares S6-L2.7; S7-L3.0; S10-3.5



Fonte: Autor, 2024.

Figura 29 – Diagrama de interação dos pilares S8-St8; S9-t10



Fonte: Autor, 2024.

#### 4.7 Leite *et al.*, (2024)

Nesta pesquisa os autores estudaram 03 pilares curtos sob o efeito de segunda ordem local, as variáveis foram, excentricidade (50mm), taxa de armadura transversal e longitudinal A Tabela 9 mostra o resumo das penalidades obtidas para os pilares estudado pelos autores, segundo os métodos de cálculo da norma Brasileira. Nessa tabela também são apresentados valores estatísticos como a média (MED), o desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação (CV %).

Tabela 9 - Classificação de  $\chi$  segundo a versão modificada do DPC - Leite *et al.*, (2024)

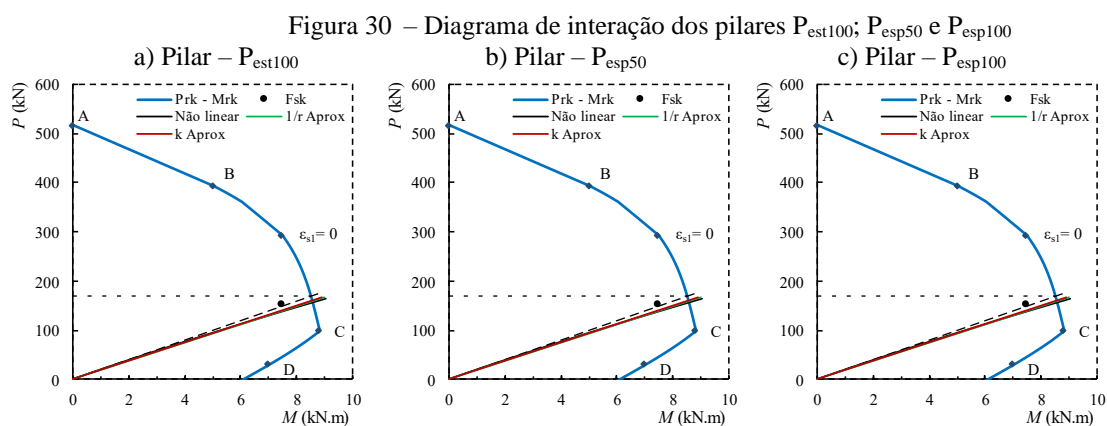
$\chi = P_{exp}/P_{teo}$		< 0,5	[0,5 - 0,85[	[0,85 - 1,15[	[1,15 - 2,00[	$\geq 2,00$	T	MED	DP	CV (%)
L	Nº Pilar	0	0	3	0	0	3	1,05	0,03	2,39
	Penal <sub>DPC</sub>	0	0	0	0	0	0			
NL	Nº Pilar	0	0	2	1	0	3	1,14	0,03	2,32
	Penal <sub>DPC</sub>	0	0	0	1	0	1			
1/r Aprox.	Nº Pilar	0	0	2	1	0	3	1,14	0,03	2,69
	Penal <sub>DPC</sub>	0	0	0	1	0	1			
K Aprox	Nº Pilar	0	0	3	0	0	3	1,12	0,03	2,24
	Penal <sub>DPC</sub>	0	0	0	0	0	0			

Nota: L = Análise linear, NL = Análise não linear, 1/r. Aprox = Curvatura aproximada e k Aprox = Rigidez K aproximada.

Fonte: Autor, 2024.

Os resultados da penalidade apresentada na Tabela 9, foram mínimos, bem assertivos com os cálculos dos métodos na NBR 6118 (ABNT, 2023). No entanto, apesar do destaque a influência da excentricidade foi preponderante, os pilares dos autores contam com uma excentricidade de 50 mm em ambas as extremidades dos pilares, sua capacidade portante diminuiu cerca de 60% da sua resistência quando considerou a excentricidade. Logo, mais uma vez mostra-se importante a consideração da excentricidade mesmo em pilares curtos.

Vale recordar que a NBR 6118 (ABNT, 2023) sugere desconsiderar os efeitos de segunda ordem em pilares sempre que o valor-limite  $\lambda_1$  estiver entre  $35 \leq \lambda_1 \leq 90$ , apesar dessa orientação, é possível que se dimensione pilares curtos contra a segurança, dado a influencia local nos efeitos de segunda ordem provocados pela excentricidade.



Fonte: Autor, 2024.

## 5 CONCLUSÃO

O presente trabalho analisou o comportamento de pilares curtos em concreto armado com seção transversal definida. Para essa finalidade, foram apresentadas e discutidas as metodologias de cálculo recomendada pela NBR 6118 (ABNT, 2023), relação carga-momento  $P-m$  para análise linear (L) e não linear (NL), bem como, os dois métodos aproximados, método de pilar padrão com curvatura aproximada e método de pilar padrão com rigidez  $k$  aproximada.

Para estimar o comportamento dos modelos quanto à estimativa das resistências, um banco de dados (BD) foi coletado da literatura (06 trabalhos foram utilizados, contabilizando 43 pilares). O estudo foi fundamentado no parâmetro  $\chi = P_{exp}/P_{teo}$ , que caracteriza a razão entre carga resistente alcançada experimentalmente (BD) e a carga alcançada teoricamente, o parâmetro  $\chi$  foi analisado em função da precisão e segurança dos métodos, seguindo o critério de classificação do DCP (Demerit Points Classification).

Os autores variaram a taxa de armadura longitudinal e transversal, resistência à compressão do concreto, esbeltez e excentricidade. Os pilares foram analisados quantos aos métodos de cálculo da norma Brasileira.

Todos os resultados obtiveram boas relações com os métodos de cálculo da norma, no entanto a influência da excentricidade ainda que mínima diminuía a capacidade portante dos pilares consideravelmente. Em destaque os resultados obtidos pelos autores Nemecek *et al.*, (2003) e Lima Junior *et al.*, (2004), foram assertivos para todos os métodos, sem nenhuma penalidade, os métodos de cálculo foram de encontro com os resultados experimentais. Já os resultados como do autor Vanderlei (1999), mostraram que os pilares estudados estavam extremamente conservadores, considerando as penalidades obtidas para os pilares, tornando-os inadequados e superdimensionados, pois ficaram antieconômicos pensando em larga escala.

Ressaltando o método geral que se baseia na análise não linear de segunda ordem com maior exatidão entre os modelos, considerando-se a relação momento-curvatura real em cada seção e a não-linearidade geométrica de forma não aproximada, onde possibilitou uma boa precisão nos resultados considerando o comportamento não-linear físico dos materiais e o comportamento não-linear geométrico dos pilares, buscando alcançar uma solução teórica mais precisa do que a obtida por métodos aproximados.

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto**. Rio de Janeiro, 2023.
- BASTOS, P. S. **Flexão composta e pilares de concreto armado**. Universidade Estadual Paulista (UNESP), Bauru/São Paulo, 2021.
- COLLINS, M. P. **Evaluation of shear design procedures for concrete structures. Rep. prepared for the CSA Technical Committee on Reinforced**. Concrete Design, Canadá, 2001.
- HIBBELER, R.C. Resistência dos Materiais. São Paulo, Ed. Pearson Prentice Hall, 5a ed., 2004, 670p.
- KIM, J.K; YANG, J.K. (1995). *Buckling behaviour of slender high-strength concrete columns*. Engineering Structures, V. 17, N. 1.
- Kottb, H.A.; El-Shafey, N.F.; Torkey, A.A. (2015). *Behavior of high strength concrete columns under eccentric loads*. HBRC Journal, V. 11.
- LEITE, J.S.; MORAES NETO, B.N.; OLIVEIRA, D.R.C. **Effectiveness of ABNT NBR 6118 (2023) to predict the ultimate load of short and slender reinforced concrete columns under combined flexure and axial compression**. Contribuciones a Las Ciencias Sociales, São José dos Pinhais, v.16, n.11, p. 26789-26806, 2023.
- LEITE, J.S; MORAES NETO, B.N; OLIVEIRA, D.R.C. **Theoretical and experimental analysis of the ultimate load estimation of short and slender reinforced concrete columns under combined flexure and axial compression**. Revista Caderno Pedagógico, Curitiba, v.21, n.9, p. 01-27. 2024.
- LEITE, J.S. **Eficácia da ABNT NBR 6118 (2014) na previsão da carga última de pilares curtos/esbeltos em concreto armado sujeitos à flexão composta normal**. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 2019.
- LIMA JUNIOR, H.C. (2003). *Avaliação da ductilidade de pilares de concreto armado submetidos à flexão-composta reta com e sem adição de fibras metálicas*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MELO, C. E. L. **Análise teórico-experimental e numérica de pilares birrotulados de concreto armado submetidos à flexo-compressão normal**. 2009. 415p. Tese (Doutorado) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.
- MORAES NETO, B. N.; BARROS, J. O.; MELO, G. S. **A model for the prediction of the punching resistance of steel fibre reinforced concrete slabs centrally loaded**, Construction and Building Materials, volume 46, pages 211-223, september 2013.

NAWY, E. G Reinforced concrete – A fundamental approach. Englewood Cliffs, Ed. Prentice Hall; 2005, 5ª. ed., 824p.

NEmeCek, J.; PadevEt, P.; Bittnar, Z. (2004). *Effect of stirrups on behavior of normal and high strength concrete columns*. Acta Polytechnica, V. 44, N. 5.

PIRES, S.L. Análise de pilares de concreto armado submetidos à flexão normal composta considerando as não linearidades física e geométrica. Dissertação (Mestrado), Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006, 115p. Disponível em (23/03/2020):  
[http://repositorio.unicamp.br/jspui/bitstream/REPOSIP/257731/1/Pires\\_SusanadeLima\\_M.pdf](http://repositorio.unicamp.br/jspui/bitstream/REPOSIP/257731/1/Pires_SusanadeLima_M.pdf).

PINTO, R.S. Não linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. Dissertação (Mestrado), Departamento de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997, 128 f. Disponível em: <  
[http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/1997ME\\_RivellidaSilvaPinto.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/1997ME_RivellidaSilvaPinto.pdf)>. Acesso em: 23/03/2020.

SANTOS, G.S. (2009). Análise teórica e experimental de pilares de concreto armado submetidos a flexão composta reta. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília.

VANDERLEI, R.D. (1999). *Análise experimental de pilares de concreto armado de alta resistência sob flexo-compressão reta*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

WIGHT, J.K.; MACGREGOR, J.G. (2009). **Reinforced concrete: Mechanics and design**. Prentice Hall, Fifth Edition, New Jersey.

## ANEXO A – BANCO DE DADOS

Autor	Pilar	$b$	$h$	$d$	$L$	$e$	$\lambda$	$f_c$	$\rho_l$	$\rho_w$	$P_{exp}$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(MPa)	(%)	(%)	(kN)
VANDERLEI (1999)	P1/2	300,00	150,00	117,45	1740,00	1,68	40,18	85,68	2,79	0,62	2825,80
	P1/3	300,00	150,00	117,45	1740,00	1,51	40,18	82,61	2,79	0,42	2967,80
	P2/1	300,00	150,00	118,70	1740,00	2,59	40,18	90,07	1,76	0,62	2788,90
	P2/2	300,00	150,00	118,70	1740,00	2,01	40,18	89,61	1,76	1,25	2902,20
	P3/1	300,00	150,00	115,70	1740,00	1,81	40,18	87,41	4,63	0,62	3307,60
LIMA JUNIOR (2003)	P140	150,00	150,00	127,45	1700,00	10,00	39,26	39,21	2,57	0,55	822,00
	P240	150,00	150,00	127,45	1700,00	20,00	39,26	39,21	2,57	0,55	653,00
	P340	150,00	150,00	127,45	1700,00	30,00	39,26	39,21	2,57	0,55	500,00
	P160150	150,00	150,00	127,45	1700,00	10,00	39,26	66,38	2,57	0,55	1053,00
	P260150	150,00	150,00	127,45	1700,00	20,00	39,26	66,38	2,57	0,55	875,00
	P360150	150,00	150,00	127,45	1700,00	30,00	39,26	66,38	2,57	0,55	722,00
	P16050	150,00	150,00	127,45	1700,00	10,00	39,26	66,38	2,57	1,66	1087,00
	P26050	150,00	150,00	127,45	1700,00	20,00	39,26	66,38	2,57	1,66	859,00
P36050	150,00	150,00	127,45	1700,00	30,00	39,26	66,38	2,57	1,66	685,00	
KOTTB et al. (2015)	S1R	150,00	150,00	123,00	1500,00	15,00	34,64	52,00	2,45	1,26	970,00
	S2E15	150,00	150,00	123,00	1500,00	22,50	34,64	57,20	2,45	1,26	985,00
	S3E20	150,00	150,00	123,00	1500,00	30,00	34,64	57,20	2,45	1,26	887,00
	S6L27	150,00	150,00	124,00	1500,00	15,00	34,64	52,00	3,38	1,26	840,00
	S7L30	150,00	150,00	123,00	1500,00	15,00	34,64	52,00	2,45	1,26	1360,00
	S8ST8	150,00	150,00	121,00	1500,00	15,00	34,64	52,00	2,49	2,23	1067,00
	S9ST10	150,00	150,00	119,00	1500,00	15,00	34,64	52,00	2,53	3,49	1262,00
S1035	150,00	150,00	121,00	1500,00	15,00	34,64	52,00	4,43	1,26	1490,00	
NEMECEK et al. (2004)	N50	150,00	150,00	128,00	1150,00	15,00	26,56	30,00	2,36	1,51	617,60
	N100	150,00	150,00	128,00	1150,00	15,00	26,56	30,00	2,36	0,75	607,80
	N150	150,00	150,00	128,00	1150,00	15,00	26,56	30,00	2,36	0,50	602,20
	H50	150,00	150,00	128,00	1150,00	15,00	26,56	67,20	2,36	1,51	1053,20
	H100	150,00	150,00	128,00	1150,00	15,00	26,56	67,20	2,36	0,75	1038,40
	H150	150,00	150,00	128,00	1150,00	15,00	26,56	67,20	2,36	0,50	1007,00
LEITE et al., (2024)	$P_{est100}$	120,00	120,00	95,00	1000,00	50,00	30,00	30,00	3,0	0,65	178,05
	$P_{esp50}$	120,00	120,00	95,00	1000,00	50,00	30,00	30,00	3,0	1,30	184,31
	$P_{esp100}$	120,00	120,00	95,00	1000,00	50,00	30,00	30,00	3,0	0,65	175,46
KIM e YANG (1993)	10L4-1	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	25,50	4,87	0,59	109,50
	10L4-2	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	25,50	4,87	0,59	109,30
	10M2-1	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	63,50	2,44	0,59	179,00
	10M2-2	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	63,50	2,44	0,59	182,80
	10M4-1	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	63,50	4,87	0,59	207,70
	10M4-2	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	63,50	4,87	0,59	204,60
	10H2-1	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	86,20	2,44	0,59	235,30
	10H2-2	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	86,20	2,44	0,59	240,40
	10H4-1	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	86,20	4,87	0,59	255,80
10H4-2	80,00	65,00	65,00	240,00	24,00	10,39	86,20	4,87	0,59	257,70	