



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO
DEPARTAMENTO ENGENHARIA E TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ANTONIO WANDERSON MONTEIRO FERNANDES

**ESTUDO COMPARATIVO DOS EFEITOS LOCAIS DE SEGUNDA ORDEM EM
PILARES ISOLADOS, CALCULADOS ATRAVÉS DAS NORMAS: BRASILEIRA;
AMERICANA E EUROPEIA**

PAU DOS FERROS

2023

ANTONIO WANDERSON MONTEIRO FERNANDES

**ESTUDO COMPARATIVO DOS EFEITOS LOCAIS DE SEGUNDA ORDEM EM
PILARES ISOLADOS, CALCULADOS ATRAVÉS DAS NORMAS: BRASILEIRA;
AMERICANA E EUROPEIA**

Monografia apresentada a Universidade Federal Rural do Semi-Árido como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Paulo Henrique de Araújo Bezerra

PAU DOS FERROS

2023

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tomar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

FF363 e Fernandes, Antonio Wanderson Monteiro.
Estudo comparativo dos efeitos locais de
segunda ordem em pilares isolados, calculados
através das norma: brasileira; americana e
europeia / Antonio Wanderson Monteiro Fernandes. -
2023.
66 f. : il.

Orientador: Paulo Henrique de Araújo Bezerra.
Monografia (graduação) - Universidade Federal
Rural do Semi-árido, Curso de , 2023.

1. Pilares. 2. Efeitos Locais de Segunda
ordem. 3. Área de aço. I. Bezerra, Paulo Henrique
de Araújo , orient. II. Título.

Ficha catalográfica elaborada por sistema gerador automático em conformidade
com AACR2 e os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Biblioteca Campus Pau dos Ferros
Bibliotecária: Erlanda Maria Lopes da Silva
CRB: 15/966

O serviço de Geração Automática de Ficha Catalográfica para Trabalhos de Conclusão de Curso (TCC's) foi desenvolvido pelo Instituto de Ciências Matemáticas e de Computação da Universidade de São Paulo (USP) e gentilmente cedido para o Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (SISBI-UFERSA), sendo customizado pela Superintendência de Tecnologia da Informação e Comunicação (SUTIC) sob orientação dos bibliotecários da instituição para ser adaptado às necessidades dos alunos dos Cursos de Graduação e Programas de Pós-Graduação da Universidade.

ANTONIO WANDERSON MONTEIRO FERNANDES

**ESTUDO COMPARATIVO DOS EFEITOS LOCAIS DE SEGUNDA ORDEM EM
PILARES ISOLADOS, CALCULADOS ATRAVÉS DAS NORMAS: BRASILEIRA;
AMERICANA E EUROPEIA**

Monografia apresentada a Universidade Federal Rural do Semi-Árido como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Defendida em: 23 / 05 / 2023.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Paulo Henrique de Araújo Bezerra (UFERSA)
Presidente

Prof. Dr. Matheus Fernandes de Araújo Silva (UFERSA)
Membro Examinador

Prof. Dr. Leonardo Henrique Borges de Oliveira (UFERSA)
Membro Examinador

DEDICATORIA

A Maria de Fátima Monteiro e a Gerson Fernandes Alves

RESUMO

O projeto de pilares é uma parte fundamental no processo construtivo de uma edificação, sendo estes elementos, talvez os mais importantes do edifício, assim é de extrema importância que estes sejam dimensionados seguindo as normas vigentes. Tendo em vista tal importância é de grande valia o conhecimento de normas de outros países, para comparar o quão eficiente do ponto de vista da segurança e do econômico, é a norma brasileira. Com isso o presente trabalho busca comparar os valores de área de aço e momento locais de segunda ordem, calculados seguindo as normas Brasileira (NBR 6118:2014), a Americana (ACI 318:2019) e Europeia (Eurocode 2:2010).

Palavras-Chave: Pilares, Efeitos locais de segunda ordem e Area de aço.

“Nossos fracassos, às vezes, são mais frutíferos do que os êxitos”
(Henry Ford)

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Pilar de Centro (ou intermediário).....	16
Figura 2 - Pilar lateral (de extremidade ou de borda).....	16
Figura 3 - Pilar de canto	17
Figura 4 – Ilustração de como ocorrem os efeitos globais em um edifício	17
Figura 5 – Ilustração dos efeitos locais em um lance de pilar de um edifício	18
Figura 6 - Pilar de canto	19
Figura 7 – Tabela da Eurocode 2 com a mínima dimensão do pilar segundo sua resistência ao fogo.....	21
Figura 8 – Tabela da Eurocode 2 para coeficientes de ponderação.....	22
Figura 9 – Seções adotadas nos exemplos.....	55

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Variação do momento em pilares de canto, lateral e central.	45
Gráfico 2 - Variação da área de aço em pilares de canto, lateral e central.....	45
Gráfico 3 - Variação do momento com o aumento da altura em um pilar de canto.....	47
Gráfico 4 - Variação da área de aço com o aumento da altura em um pilar de canto	48
Gráfico 5 - Variação do momento com o aumento da altura em um pilar Lateral.....	50
Gráfico 6 - Variação da área de aço com o aumento da altura em um pilar Lateral	51
Gráfico 7 - Variação do momento com o aumento da altura em um pilar de centro	53
Gráfico 8 - Variação da área de aço com o aumento da altura em um pilar de centro.....	54
Gráfico 9 - Variação do momento com o aumento da área de seção de concreto em um pilar de canto.....	57
Gráfico 10 - Variação da área de aço com o aumento da área de seção de concreto em um pilar de canto	57
Gráfico 11 - Variação do momento com o aumento da área de seção de concreto em um pilar lateral	59
Gráfico 12 - Variação da área de aço com o aumento da área de seção de concreto em um pilar Lateral.....	60
Gráfico 13 - Variação do momento com o aumento da área de seção de concreto em um pilar de centro	62
Gráfico 14 - Variação da área de aço com o aumento da área de seção de concreto em um pilar de centro	62

Sumário

1	INTRODUÇÃO.....	12
2	OBJETIVOS.....	13
2.1	Objetivos Gerais	13
2.2	Objetivos Específicos	13
3	REVISÃO BIBLIOGRAFICA.....	14
3.1	Pesquisas Realizadas.....	14
3.2	Pilares.....	15
3.3	Efeitos Globais e Locais de segunda Ordem.	17
3.4	Estruturas de Nós Fixos e Móveis	18
3.5	Projeto de Pilares com Base na NBR 6118:2014	18
3.5.1	Geometria do Pilar.....	18
3.5.2	Método do Pilar-Padrão com Rigidez κ aproximada.....	20
3.6	Projeto de Pilares com Base na Eurocode 2:2004	21
3.6.1	Dimensões Mínimas	21
3.6.2	Coeficientes de Ponderação do estado limite último (ELU)	22
3.6.3	Armaduras longitudinais	23
3.6.4	Método baseado numa rigidez nominal.....	23
3.7	Projeto de Pilares com Base na ACI 318:2019.....	25
3.7.1	Dimensões mínimas.....	25
3.7.2	Excentricidades.....	25
3.7.3	Armadura Longitudinal	25
3.7.4	Método Amplificador do Momento.....	26
4	METODOLOGIA.....	27
4.1	Construção da Planilha	28
4.2	Cálculo pela NBR 6118:2014	28
4.3	Cálculo pelo Eurocode 2:2004.....	31
4.4	Cálculo pela ACI 318:2019	35
5	RESULTADOS	39
5.1	Verificação de pilares de canto, lateral e de centro: com dimensões iguais	39
5.2	Verificação de pilares de canto, lateral e de centro: fixando a seção e variando a altura	46
5.2.1	Pilar de Canto	46
5.2.2	Pilar Lateral	49
5.2.3	Pilar de Centro	52

5.3	Verificação de pilares de canto, lateral e de centro: variando apenas a seção.....	55
5.3.1	Pilar de Canto	55
5.3.2	Pilar Lateral	58
5.3.3	Pilar de Centro	61
6	CONCLUSÕES.....	64
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS	66

1 INTRODUÇÃO

O projeto de pilares, de um mesmo material, (nesse caso de concreto armado), tem como referência um instrumento normativo. Cada país ou bloco de países adota um conjunto de normas, é o caso da NBR 6118:2014, no Brasil, ACI 318 nos Estados Unidos e Eurocode 2:2010 nos países europeus. As diferenças nas normas refletem em parâmetros e, consequentemente em economia no projeto final.

Alguns trabalhos, como os de Paixão (2019) e Cartázio (2012), compararam o projeto de pilares, seguindo premissas da NBR 6118:2014, o primeiro, e NBR 6118:2007 com os resultados obtido seguindo recomendações da Eurocode 2:2004. Além desses, Oliveira (2018), comparou a confiabilidade de pilares, projetados segundo a NBR 6118:2014 e ACI 318:2014. Amaral (2018), analisou pilares-parede dimensionados segundo a NBR 6118:2014 e ACI 318:2014, enquanto Lima (2016) fez a mesma análise, trocando a norma Americana pela Europeia (Eurocode 2:2004), além de acrescentar a NBR 6118:2003. Já Alencar (2016), fez uma análise comparativa, entre a NBR 6118:2014 e a Eurocode 2:2004 em estruturas protendidas.

No entanto, não se encontra na literatura uma comparação das três normas ao mesmo tempo, para o projeto de pilares, o que poderia vir a contribuir para projetistas conhecerem as propriedades de outras normas e possivelmente para embasar estudos de atualização de normas brasileiras.

Com isso, este trabalho apresenta uma comparação dos resultados de pilares projetados seguindo instruções da NBR 6118:2014, ACI 318:2019 e Eurocode 2:2010, dando ênfase nos efeitos locais de segunda ordem e no cálculo da área de aço do pilar.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivos Gerais

- Determinar os momentos de segunda ordem e área de aço de pilares de canto, lateral e de centro, por métodos apresentados nas normas: Americana (ACI 318:2019), Brasileira (NBR 6118:2014) e Europeia (Eurocode 2:2010).
- Elaborar uma planilha em Excel que solucione pilares pelas normas citadas.

2.2 Objetivos Específicos

- Comparar os resultados obtidos para os momentos de segunda;
- Comparar os resultados obtidos para as áreas de;

3 REVISÃO BIBLIOGRAFICA

3.1 Pesquisas Realizadas

Cartázio (2012), comparou os efeitos locais de segunda ordem em pilares, seguindo as recomendações das normas Brasileiras (NBR 6118:2007) e norma Europeia (Eurocode 2:2004). Ele detalhou todos os métodos indicados pelas normas, com e sem os efeitos da fluência (quando este se fez necessário), além de comparar resultados utilizando métodos computacionais. Os seus resultados indicaram que, quando comparados, os resultados dos métodos da norma Europeia, conduziram a resultados mais conservadores que os da norma Brasileira.

Paixão (2019), analisou os resultados do dimensionamento de pilares isolados, com concreto convencional e concreto de alta resistência, seguindo orientações das normas Brasileira e Europeia. Com isso, concluiu que de modo geral os resultados obtidos com ambas as normas, apresentaram-se aproximados, com a NBR 6118:2014 apresentando-se ligeiramente mais conservadora que a Eurocode 2, para o concreto convencional. Em se tratando de concretos de alto desempenho, as diferenças obtidas foram maiores, tendo novamente a norma Brasileira como sendo a mais conservadora.

Já a dissertação de Oliveira (2018), estudou a confiabilidade de pilares de concreto armado, dimensionados segundo indicações das normas Brasileira (NBR 6118:2014) e Americana (ACI 318:2014). Com os resultados obtidos, ele concluiu que: em todos os casos analisados, os pilares dimensionados de acordo com a NBR 6118:2014 apresentaram-se inferiores aos resultados dos pilares dimensionados com a ACI 318:2014.

Amaral (2018), comparou o os resultados do dimensionamento de pilares parede, seguindo premissas de cálculo da NBR 6118:2014 e ACI 318:2014. Em sua conclusão Amaral (2018) destacou que os resultados de área de aço, obtidos seguindo as premissas da norma Brasileira resultaram 44% maior que os valores obtidos através da norma americana, quando os cálculos foram realizados manualmente, já quando utilizado procedimento computacional essa diferença chegou a 77%.

Lima (2016), analisou o dimensionamento de pilares-parede, seguindo critérios expostos na NBR 6118:2014, NBR 6118:2003 e Eurocode 2:2004, os resultados obtidos, concluíram que as diferenças entre os valores obtidos para área de aço, é bem pequena, girando em torno de 1%.

Alencar (2016) em sua monografia fez uma análise comparativa, entre a NBR 6118:2014 e a Eurocode 2:2004 em estruturas protendidas. Seus resultados apontaram que em alguns casos, que os resultados obtidos através da Eurocode 2:2010 chegam a ser próximo a 30% maior que os valores apresentados pela norma Brasileira.

3.2 Pilares

A norma brasileira que trata de elementos de concreto, NBR 6118:2014, define no item 14.4.1.2 pilares como sendo: “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes”. Eles recebem as ações oriundas, geralmente, das vigas e lajes, transmitindo-as para a fundação essa por sua vez transmite para o solo (BASTOS, 2019). Além disso podem ser chamados de elementos reticulares unidirecionais, de modo geral, prismáticos, cilíndricos ou não prismáticos (PORTO & FERNANDES, 2015).

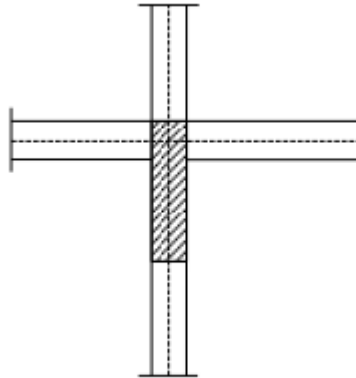
Os pilares podem apresentar solicitações internas dos tipos: compressão normal concêntrica, flexão normal composta ou flexão oblíqua composta. (PORTO & FERNANDES, 2015). Pilares de concreto armado são os mais comuns no nosso dia-a-dia, no entanto, eles podem ser constituídos aço (utilizados em estruturas metálicas), madeira, entre outros materiais.

De acordo com Bastos (2019), os pilares são os elementos mais importantes de uma edificação, levando em consideração tanto o ponto de vista da estabilidade e resistência das edificações, como da segurança, isso pois como elementos estruturantes são os principais responsáveis pela estabilidade global da edificação, sendo eles, junto as vigas e lajes os elementos que contraventam o edifício.

Dentro de um projeto, podemos dividir os pilares em três grupos, segundo sua posição dentro do projeto, sendo eles:

- Pilares centrais (ou intermediários), representados na Figura 1, como é possível ver na figura, são aqueles que encontram-se apoiando quatro vigas, sendo esse solicitado por compressão normal centrada, com isso a excentricidade inicial é igual a zero.

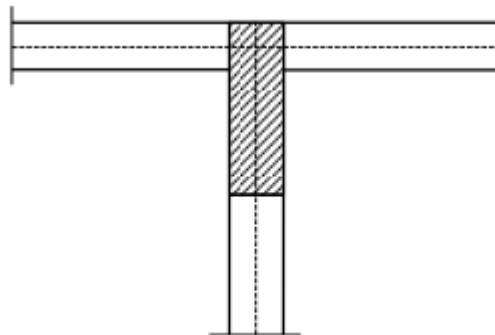
Figura 1 - Pilar de Centro (ou intermediário).



Fonte: Bastos (2021)

- Pilares laterais (ou de extremidade, ou ainda de borda), Figura 2, são aqueles que estão localizados nas laterais (bordas) das edificações, ou mais precisamente, aqueles que apoiam somente três vigas, esses é solicitado por flexão normal composta, logo havendo excentricidade inicial em apenas uma direção.

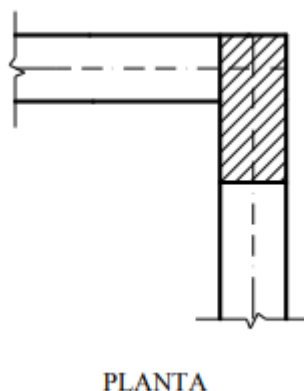
Figura 2 - Pilar lateral (de extremidade ou de borda).



Fonte: Bastos (2021)

- Pilares canto, como o próprio nome já diz, são aqueles que se encontram nos vértices da edificação, sendo caracterizado por apoiar somente duas vigas, assim como é possível identificar na Figura 3. Esses devem ser analisados, considerando a flexão oblíqua composta, logo o mesmo tem excentricidades iniciais nas duas direções.

Figura 3 - Pilar de canto



Fonte: Bastos (2021)

3.3 Efeitos Globais e Locais de segunda Ordem.

Efeitos de 2º ordem, são aqueles que se soma aos obtidos na análise de 1º ordem, isso quando a análise passa a ser considerado em condição deformado. Para peças muito esbeltas essa consideração passa a ser de maior importância. (CECCON; FRANÇA; 2008). Assim podemos dividir os efeitos em efeitos globais e locais.

Os efeitos Globais de 2º ordem são aqueles oriundos dos deslocamentos horizontais dos nós, causados pelos esforços solicitantes, tanto os horizontais como os verticais. A Figura 4 apresenta um exemplo de efeito de 2º ordem. Esses devem ser considerados somente quando há grandes deslocamentos.

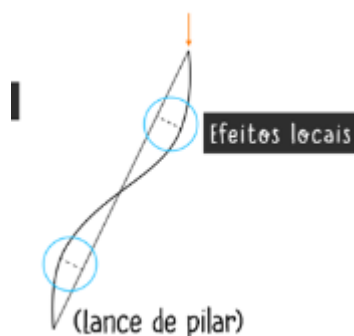
Figura 4 – Ilustração de como ocorrem os efeitos globais em um edifício



Fonte: Schneider (2020):

Já os efeitos locais de 2º ordem, são aqueles que afetam as barras, provocando rotações nas barras (ou seja, provocam flambagem nas barras), assim como é apresentado na Figura 5

Figura 5 – Ilustração dos efeitos locais em um lance de pilar de um edifício



Fonte: Schneider (2020)

3.4 Estruturas de Nós Fixos e Móveis

A instrução normativa Brasileira, (NBR 6118:2014), divide as estruturas em nós fixos e nós moveis, segundo a mesma, no item 15.4.2, uma estrutura para ser considerada como sendo de nós fixos, quando apresentam deslocamentos horizontais pequenos, assim os efeitos globais de segunda ordem podem ser desprezados, (quando inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1º ordem). Sendo necessário considerar apenas os efeitos locais e localizados de 2º ordem.

Para ser considerada de nós moveis a estrutura deve apresentar grandes deslocamentos horizontais, assim os efeitos globais de 2º ordem deve ser considerados, bem como deve-se considerar os efeitos locais e localizados de segunda ordem.

3.5 Projeto de Pilares com Base na NBR 6118:2014

3.5.1 Geometria do Pilar

A norma brasileira, estabelece alguns critérios mínimos quanto a geometria do pilar, isso por entender-se que a geometria apresenta grande influência na resistência do elemento, dependendo das dimensões da seção transversal, do comprimento, da área de aço e sua distribuição (OLIVEIRA 2018).

3.5.1.1 Seção transversal

A NBR 6118:2014, no item 13.2.3, estabelece que nenhum pilar pode ter área de seção transversal inferior a 360 cm², independente da forma do mesmo. Ainda determina que não devem ter dimensões inferiores a 19 cm, salvo alguns casos especiais, onde permite-se pilares com dimensões entre 14 e 19 cm, sendo que as cargas devem ser majoradas por um fator γ_n , determinado de acordo com a tabela abaixo, ou pela Equação (1).

Figura 6 - Pilar de canto

Tabela 13.1 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b;$ b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm). NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.						

Fonte: NBR 6118:2014

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

3.5.1.2 Excentricidades

As excentricidades, podem ser divididas em três, sendo elas:

- Excentricidade de 1º ordem: é excentricidade inicial, decorrente da força de compressão solicitante, podendo ela ser determinada, segundo a norma Brasileira pela Equação (2)

$$e_{1min} = 0,015 + 0,03h \quad (2)$$

Sendo:

e_{1min} – Excentricidade mínima de 1º ordem (m)

h - Altura seção transversal na direção desejada (m)

- Excentricidade de 2º ordem: é aquela decorrente dos deslocamentos transversais do elemento após deformado
- Excentricidade Total: é a excentricidade composta pelas de 1º e 2º ordem, além da decorrente da fluência, sendo essa a utilizada no dimensionamento de pilares.

3.5.1.3 Armadura Longitudinal

Segundo a NBR 6118:2014, as armaduras longitudinais não devem ser constituídas de barras com diâmetro inferior a 10 mm, também não sendo permitido ser superior a 1/8 da menor dimensão do pilar. Além desses, a norma ainda estabelece critérios para área de aço mínima e máxima, determinadas pelas Equações (3) e (4), respectivamente.

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{N_{sd}}{f_{yd}} \geq 0,004A_c \quad (3)$$

$$A_{s,max} = 0,04A_c \quad (4)$$

Onde:

$A_{s,min}$ = área de aço mínima

N_{sd} = Força normal solicitante de cálculo

f_{yd} = Resistencia de cálculo ao escoamento do aço

A_c = Área de concreto

$A_{s,máx}$ = área de aço máxima

3.5.2 Método do Pilar-Padrão com Rigidez κ aproximada

Segundo a NBR 6118:2014, o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada, pode ser empregado em pilares com esbeltez menor ou igual a 90 ($\lambda \leq 90$), que possua seção constante armadura simétrica ao longo do eixo.

Ainda segundo a mesma norma, o momento total máximo no pilar, deve ser obtido pela Equação (5).

$$M_{sd,tot} = \frac{\alpha_b \cdot M_{1dA}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \cdot \frac{\kappa}{v}}} \quad (5)$$

Para o valor da rigidez κ pode-se utilizar a Equação (6).

$$\kappa_{aprox} = 32 \left(1 + 5 \cdot \frac{M_{Rdtot}}{h \cdot N_d} \right) \cdot v \quad (6)$$

Podendo essas serem simplificadas pela equação (7).

$$M_{sd,tot} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A} \quad (7)$$

Onde:

$$A = 5 \cdot h \quad (8)$$

$$B = h^2 \cdot N_d - \frac{N_d \cdot l_e^2}{320} - 5 \cdot h \cdot \alpha_b \cdot M_{1,d} \quad (9)$$

$$C = -N_d \cdot h^2 \cdot \alpha_b \cdot M_{1,d} \quad (10)$$

Sendo:

h - Altura total da seção transversal na seção analisada

N_d – Força normal de cálculo

M_{1d} – Momento de primeira ordem

l_e – Comprimento efetivo do pilar

3.6 Projeto de Pilares com Base na Eurocode 2:2010

3.6.1 Dimensões Mínimas

A Eurocode 2:2010, determina que as dimensões mínimas do pilar devem ser determinadas de acordo com a classificação de resistência ao fogo, o qual consta na Eurocode 2:2010 parte 1-2, mostrada na figura abaixo.

Figura 7 – Tabela da Eurocode 2 com a mínima dimensão do pilar segundo sua resistência ao fogo

Padrão mínimo de resistência	Dimensões mínimas (mm) Largura da coluna b_{min} /distância do eixo as brarras principais			
	Coluna exposta em mais de um lado			Exposta em um lado
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/35	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**		295/70
** Mínimo de 8 barras. Para pilares protendidos o aumento da distância entre os eixos conforme 5.2. (5) deve ser observado.				

Fonte: Adaptado de Eurocode 2:2010

Assim a menor dimensão possível para uma face do pilar refere-se a classe R 30, a qual a dimensão mínima será de 15,5 cm (Paixão, 2019).

3.6.2 Coeficientes de Ponderação do estado limite último (ELU)

Os valores para os coeficientes majoradores para o concreto, estabelecidos pela Eurocode 2, são apresentados na figura abaixo.

Figura 8 – Tabela da Eurocode 2 para coeficientes de ponderação

Situações de projecto	γ_c para betão	γ_s para aço de armaduras para betão armado	γ_s para aço de armaduras de pré-esforço
Persistentes e Transitórias	1,5	1,15	1,15
Acidentais	1,2	1,0	1,0

Fonte: Eurocode 2:2010

2.5.3 – Excentricidades

O Eurocode 2:2010, classifica as excentricidades em:

- Excentricidade de 1º ordem, que são aquelas resultantes das ações calculadas, descartando os efeitos das deformações da estrutura, no entanto considerando as imperfeições geométricas, dadas pela Equação (11) (Paixão, 2019).

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (11)$$

Sendo:

$$\alpha_h = 2 \cdot \sqrt{l} ; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \quad (12)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (13)$$

Onde:

θ_0 – Recomenda-se utilizar $l/200$

l – Altura em metros

m – Número de elementos verticais (para elementos isolados utilizar 1)

Para a seção intermediária pode-se utilizar a Equação (14) e para extremidades utilizar a Equação (15), para o cálculo dos efeitos das imperfeições geométricas em elementos isolados.

$$e_i = \theta_i \cdot \left(\frac{l_0}{2}\right) \quad (14)$$

$$e_i = \theta_i \cdot l_0 \quad (15)$$

- Excentricidade mínima: a norma estabelece que seja determinado pela Equação (16)

$$e_0 = \frac{h}{30} \quad (16)$$

Sendo h, a altura da seção transversal.

- Excentricidade de 2º ordem, são aquelas decorrentes dos efeitos da flambagem local nos elementos.

3.6.3 Armaduras longitudinais

A Eurocode 2:2010, estabelece que a área de aço de um pilar não deve ser inferior ao valor dado pela Equação (17), bem como não pode ser superior ao valor dado pela Equação (18).

$$A_{smin} = \left(0,10 \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right) \right) \geq 0,004 \cdot A_c \quad (17)$$

$$A_{smax} = 0,04 \cdot A_c \quad (18)$$

Onde:

N_{Ed} – Força normal de cálculo

f_{yd} – Resistencia de cálculo do aço

A_c – Area de concreto

3.6.4 Método baseado numa rigidez nominal

O método baseado numa rigidez nominal é um dos métodos recomendados pela norma Europeia, para a obtenção dos efeitos de segunda ordem, assim o momento de segunda ordem pode ser calculado através da Equação (19).

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_b}{N_{Ed}} - 1} \right] \quad (19)$$

Sendo que:

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0} \quad (20)$$

$$N_b = EI \cdot \frac{\pi^2}{l_e^2} \quad (21)$$

Onde:

M_{0Ed} – Momento de 1º ordem

β – Coeficiente que depende da distribuição dos momentos de primeira ordem

N_b – Esforço normal de cálculo

l_e – Comprimento efetivo do pilar

c_0 – Coeficiente de distribuição de momento ($c_0 = 8$ para momento constante)

EI – Rigidez nominal, dada pela Equação (22)

$$EI = K_c \cdot \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad (22)$$

Sendo:

K_c – Coeficiente referente a fluência, dado pela Equação (24)

E_{cm} – Modulo de elasticidade secante do concreto

γ_{CE} – Coeficiente parcial, sugerido como 1,2

I_c – Momento de inércia da seção transversal de concreto

K_s – Coeficiente de distribuição de armadura, dado pela Equação (23)

E_s – Modulo de elasticidade do aço

I_s – Momento de inercia das armaduras, determinado através da Equação (25)

$$K_s = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef}} \quad (23)$$

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} \quad (24)$$

$$I_s = 4 \cdot \left[\frac{\pi \cdot D^4}{64} + \pi \cdot \frac{D^2}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] + 2 \cdot \frac{\pi \cdot D^4}{64} \quad (25)$$

Sendo:

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \quad (26)$$

$$k_2 = v \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (27)$$

Onde:

ρ – Taxa geométrica de armaduras

f_{ck} – Resistência característica do concreto à compressão

v - Esforço normal reduzido

λ – Esbeltez

φ – Coeficiente de fluência efetivo

3.7 Projeto de Pilares com Base na ACI 318:2019

3.7.1 Dimensões mínimas

Diferente das normas Brasileira e Europeia a ACI 318:2019, não impõe uma dimensão mínima para os pilares. De acordo com Oliveira (2018), as normas americanas não apresentam dimensão mínima para pilares de concreto desde a década de 1970, isso para possibilitar uma utilização mais abrangente de elementos de concreto submetidos a compressão em pequenas estruturas e com carregamentos pequenos.

3.7.2 Excentricidades

O código americano determina a utilização somente de uma excentricidade mínima, utilizada para determinar o momento. Para a obtenção desta, utiliza-se a Equação (28).

$$e_{2min} = 15 + 0,03 \cdot h \quad (28)$$

Onde:

e_{2min} - Excentricidade mínima de 1º ordem, dada em mm.

h - Altura da seção, em mm

3.7.3 Armadura Longitudinal

A ACI 318:2019, estabelece que a área de aço de um pilar não deve ser inferior ao valor dado pela Equação (29), bem como não pode ser superior ao valor dado pela Equação (30).

$$A_{smin} = 0,01 \cdot A_g \quad (29)$$

$$A_{smax} = 0,08 \cdot A_g \quad (30)$$

Onde:

A_g – Área de concreto

3.7.4 Método Amplificador do Momento

O método amplificador do momento, é um método para a obtenção dos efeitos de segunda ordem de pilares indeslocáveis, indicado pela ACI 318:2019. Este consiste basicamente na majoração do momento de primeira ordem por um fator amplificador, assim como mostra a equação (31).

$$M_c = \delta M_2 \quad (31)$$

Onde:

M_c – Momento Fatorado

M_2 – Momento de 1º ordem

δ – Fator amplificador, dado pela Equação (32)

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 \cdot P_c}} \quad (32)$$

Onde C_m é um fator relacionado ao diagrama de momentos real, calculado através da Equação (34), P_c é a carga crítica de flambagem dado pela Equação (33) e P_u é o esforço normal fatorado.

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot l_u)^2} \quad (33)$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (34)$$

Sendo:

EI – Rigidez a flexão, sendo dada pela Equação (35), no presente trabalho.

l_u – Comprimento livre

k – Coeficiente flambagem

M_1 e M_2 – Momentos de 1º ordem

$$EI = \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (35)$$

E_c – Modulo de elasticidade do concreto

I_g – Inercia da seção de concreto

β_{dns} – Razão entre o esforço permanente e o esforço total

4 METODOLOGIA

Para o estudo, optou-se pela criação de 15 pilares, sendo distribuídos da seguinte forma: três na seção 4.1; seis na seção 4.2 e seis na seção 4.3. Em cada seção são apresentados exemplos de pilares de canto, lateral e central, os casos foram solucionados com base nas normas: Brasileira (NBR 6118:2014), Europeia (Eurocode 2:2010) e Americana (ACI 318:2019).

Para resolver todos esses exemplos manualmente, foi desenvolvida uma planilha no Excel, a qual retorna os momentos de segunda ordem e área de aço, para cada método.

Os pilares foram resolvidos isoladamente, além disso foram consideradas algumas simplificações permitidas em norma, tais como: os efeitos globais de segunda ordem puderam ser desconsiderados, visto que foram considerados como estruturas de nós fixos e o efeito da fluência também foi desconsiderado. A escolha por solucionar pilares de canto, de centro e lateral, foi em virtude de que cada um desses apresentar diferentes solicitações a serem consideradas, isso pois os pilares foram considerados como sendo estruturas ideais, onde por exemplo no pilar de centro há somente o esforço normal, no entanto, destaca-se que tal consideração é apenas a título de separar pilares, pois sabe-se que esta notação está ultrapassada, devido a utilização de ferramentas computacionais.

Para o cálculo dos momentos de segunda ordem, considerou-se os seguintes métodos: método do pilar padrão com rigidez κ aproximada, estabelecido na NBR 6118:2014; método baseado numa rigidez nominal, apresentado no Eurocode 2:2010 e método da amplificação dos momentos, descrito na ACI 318:2019.

A distribuição dos exemplos foi a seguinte: na seção 4.1 foi solucionado um exemplo de cada tipo de pilar, mantendo-se a mesma seção e altura, variando somente as solicitações, na seção 4.2 foram simulados dois de cada tipo de pilar, variando-se somente a altura, na seção 4.3, também foram simulados dois para cada tipo de pilar, nessa variando-se somente a área de seção transversal. Vale destacar que as solicitações de um mesmo tipo de pilar (por exemplo pilar de canto) é igual em todas as seções. Além disso foi considerado um concreto com f_{ck} de 30 MPa em todos os exemplos, e um (d') de 4 cm.

No cálculo das áreas de aço, foram utilizados os ábacos de flexão reta e composta de (EVERARD; ISSA, 2009) Como é exigido pelos ábacos, determinou-se uma configuração de aradura com seis barras.

4.1 Construção da Planilha

De início foi elaborado uma “ABA” de entrada/saída de dados, onde são passados os parâmetros do pilar a ser resolvido, (tais como: seção; altura; cobrimento; esforços solicitantes; entre outros, e conseqüentemente, retorna os valores desejados (área de aço e momento de segunda ordem). Em sequência elaborou-se as “ABAS” dos métodos referentes a cada norma.

4.2 Cálculo pela NBR 6118:2014

No cálculo utilizando a norma Brasileira, iniciou-se calculado as excentricidades: iniciais (e_i), Equações (36 e (37); mínimas, pela Equação (38). Em seguida calculou-se o índice de esbeltez (λ), através da Equação (39), destaca-se que esta deve ser utilizada somente em pilares de seção retangular.

$$e_{ix} = \frac{M_x}{N} \quad (36)$$

$$e_{iy} = \frac{M_y}{N} \quad (37)$$

$$e_{1min} = 0,015 + 0,03h \quad (38)$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_e}{h} \quad (39)$$

Sendo:

M_x e M_y – Momentos de primeira ordem

N – Esforço normal

h - Altura da seção na direção desejada

l_e – Comprimento efetivo do pilar

λ – Esbeltez do pilar

Com a esbeltez calculada, comparou-se com a esbeltez limite do pilar, dada pela Equação (40).

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (40)$$

Nos casos em que o índice de esbeltez foi menor que o valor limite, os efeitos de segunda ordem puderam ser desconsiderados, assim como estabelecido em norma. Em caso contrário, calculou-se o momento de segunda ordem, dado pela Equação (41).

$$M_{Sd,tot} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A} \quad (41)$$

Onde:

$$A = 5 \cdot h \quad (42)$$

$$B = h^2 \cdot N_d - \frac{N_d \cdot l_e^2}{320} - 5 \cdot h \cdot \alpha_b \cdot M_{1,d} \quad (43)$$

$$C = -N_d \cdot h^2 \cdot \alpha_b \cdot M_{1,d} \quad (44)$$

Sendo:

h - Altura total da seção transversal na seção analisada

N_d - Força normal de cálculo

$M_{1,d}$ - Momento de primeira ordem

l_e - Comprimento efetivo do pilar

Para dar sequência, verificou-se a área de aço, analisou-se a excentricidade acidental, dada pela Equação (45), para a extremidade do pilar e através da Equação (46) na seção intermediária.

$$e_a = \theta_1 * l \quad (45)$$

$$e_a = \theta_1 * \frac{l}{2} \quad (46)$$

Sendo que θ_1 dado por:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{l}} \geq \theta_{1min} \quad (47)$$

Onde:

θ_1 - Desaprumo de um elemento vertical

l - Altura de um pavimento

$\theta_{1\min} - 1/300$ para imperfeições locais

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

Em sequência foi determinada as excentricidades de segunda ordem, dada pela Equação (48), utilizando-se no momento de primeira ordem a soma das excentricidades iniciais e acidentais, para a não retilineidade quando esta adição superou a excentricidade mínima, assim como mostrado na Equação (48).

$$e_1 = e_i + e_a \geq e_{\min} \quad (48)$$

Após isso, foram analisadas as excentricidades dos pilares na seção de extremidade, para cada direção. Considerou-se para o eixo analisado, o maior valor entre as excentricidades mínima e a soma das excentricidades inicial e acidental. Analisou-se ainda a seção intermediária, da mesma forma que a de extremidade.

Com os valores obtidos, foram calculados a força normal adimensional (v), pela Equação (49) e os parâmetros adimensionais (μ_x) e (μ_y), através das Equações (50) e (51). Vale ressaltar que estas equações são validas para seções retangulares.

$$v = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (49)$$

$$\mu_x = \frac{v \cdot e_x}{h_x} \quad (50)$$

$$\mu_y = \frac{v \cdot e_y}{h_y} \quad (51)$$

Onde:

h - Altura da seção na direção analisada

N_d – Força normal de cálculo

A_c – Area da seção do Pilar

De posse desses valores, determinou-se através de ábacos, os valores correspondentes de taxa mecânica de armadura

Por fim, analisou-se a situação com a maior taxa mecânica de armadura (ω) e calculou-se a área de aço necessária (A_s) pela Equação (52), comparando esse valor com os valores limites, dados pelas Equações (53) e (54).

$$A_s = 10000 \cdot \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (52)$$

$$A_{s,min} = 10000 \cdot 0,15 \cdot \left(\frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 10000 \cdot 0,004 \cdot A_c \quad (53)$$

$$A_{s,max} = 10000 \cdot 0,04 \cdot A_c \quad (54)$$

Sendo:

A_s – Área de aço calculada

$A_{s,min}$ – Área de aço mínima

$A_{s,max}$ – Área de aço máxima

A_c – Área de concreto

N_d – Esforço normal

f_{yd} – Resistência do aço

f_{cd} – Resistência do concreto

ω – Taxa mecânica de armadura

4.3 Cálculo pelo Eurocode 2:2010

No cálculo utilizando a norma Europeia, iniciou-se calculado as excentricidades: iniciais (e_i), Equações (36) e (37) (mesmas da NBR 6118:2014); mínimas, pela Equação (55). Em seguida calculou-se o índice de esbeltez (λ), através da Equação (56).

$$e_o = \frac{h}{30} \quad (55)$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (56)$$

Onde:

λ – Índice de esbeltez

l_0 – Comprimento efetivo do pilar

i – Raio de giração

Com a esbeltez calculada, comparou-se com a esbeltez limite do pilar, dada pela Equação (57).

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{v}} \quad (57)$$

Sendo:

$$A = \frac{1}{1 + 0,02 \cdot \varphi_{\text{ef}}}$$

Se φ_{ef} não é conhecido, adota-se $A=0,7$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

Se ω não é conhecido, adota-se $B=1,1$

$$C = 1,7 - r_m$$

Se r_m não é conhecido, adota-se $C=0,7$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$v = \frac{N_{\text{Ed}}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$$

Onde:

ω – Taxa mecânica de armadura

n – Esforço normal reduzido

φ_{ef} – Coeficiente efetivo de fluência

A_s – Área de aço

N_{Ed} – Esforço normal de cálculo

M_{01} e M_{02} – Momentos de primeira ordem nas extremidades

Nos casos em que o índice de esbeltez foi menor que o valor limite, os efeitos de segunda ordem poderão ser desconsiderados, assim como estabelecido em norma. Caso contrário o momento de segunda ordem é determinado através da Equação (58).

$$M_{\text{Ed},y} = M_{0\text{Ed}} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_b}{N_{\text{Ed}}} - 1} \right] \quad (58)$$

Onde:

M_{0Ed} – Momento de primeira ordem

β – Dado pela Equação (59)

N_b – Carga critica de Euler, dado ela Equação (60)

N_{Ed} – Esforço normal de cálculo

c_0 – Coeficiente dependente do momento de primeira ordem (8 para momento constante)

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0} \quad (59)$$

$$N_b = EI \cdot \frac{\pi^2}{l_e^2} \quad (60)$$

$$EI = K_c \cdot \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} \cdot I_c + K_c \cdot E_s \cdot I_s \quad (61)$$

Sendo:

K_c – Coeficiente referente a fluência

E_{cm} – Modulo de elasticidade secante do concreto

γ_{CE} – Coeficiente parcial, sugerido como 1,2

I_c – Momento de inércia da seção transversal de concreto

K_s – Coeficiente de distribuição de armadura

E_s – Modulo de elasticidade do aço

I_s – Momento de inercia das armaduras

Após isso verificou-se a excentricidade acidental, dada pela Equação (62), para a extremidade do pilar e através da Equação (63) na seção intermediária.

$$e_i = \theta_i \cdot (l_0) \quad (62)$$

$$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2} \quad (63)$$

Em sequência foi determinada as excentricidades de segunda ordem, dada pela Equação (64), utilizando-se no momento de primeira ordem a soma das excentricidades iniciais e acidentais, para a não retilineidade quando esta adição superou a excentricidade mínima, assim como mostrado na Equação (64)

$$e_1 = e_i + e_a \geq e_0 \quad (64)$$

A norma permite considerar a simplificação de $\rho \geq 0,01$, no cálculo da rigidez nominal, considerando os seguintes coeficientes: $K_s = 0$, e K_c calculado pela Equação (65).

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef}} \quad (65)$$

As próximas etapas foram feitas visando um pré-dimensionamento, após isso, com a área de aço obtida na estimativa inicial, calculou-se o momento de inércia da armadura, pela Equação (66), (foi considerado uma configuração com seis barras longitudinais). Por fim, foram refeitos os cálculos da rigidez nominal, considerado $\rho \geq 0,02$, $K_s = 1$, K_c calculado pela Equação (67).

$$I_s = 4 \cdot \left[\frac{\pi \cdot D^4}{64} + \pi \cdot \frac{D^2}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] + 2 \cdot \frac{\pi \cdot D^4}{64} \quad (66)$$

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} \quad (67)$$

Sendo:

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \quad (68)$$

$$k_2 = v \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (69)$$

Onde:

ρ – Taxa geométrica de armaduras

f_{ck} – Resistência característica do concreto à compressão

v - Esforço normal reduzido

λ – Esbeltez

φ_{ef} – Coeficiente de fluência efetivo

Em sequência, foram analisadas as excentricidades dos pilares na seção de extremidade, para cada direção. Considerou-se para o eixo analisado, o maior valor entre as excentricidades mínima e a soma das excentricidades inicial com a acidental. Analisou-se ainda a seção intermediária, da mesma forma que a de extremidade.

Com os valores obtidos, foram calculados a força normal adimensional (v), pela Equação (49) e os parâmetros adimensionais (μ_x) e (μ_y), através das Equações (50) e (51).

De posse desses valores, determinou-se através de ábacos, os valores correspondentes de taxa mecânica de armadura (ω).

Em sequência, analisou-se a situação com a maior taxa mecânica de armadura (ω) e calculou-se a área de aço necessária (A_s) pela Equação (52), comparando esse valor com os valores limites, dados pelas Equações (70) e (71).

$$A_{s,min} = 10000 \cdot 0,10 \cdot \left(\frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 10000 \cdot 0,004 \cdot A_c \quad (70)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c \quad (71)$$

4.4 Cálculo pela ACI 318:2019

No cálculo utilizando a norma Americana, iniciou-se calculado as inercias do pilar (nas direções x e y), pela Equação (72). Em seguida calculou-se o índice de esbeltez (λ), através da Equação (73).

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (72)$$

$$\lambda = \frac{k \cdot l_u}{r} \quad (73)$$

Onde:

k – Constante que depende do tipo de apoio

l_u – Comprimento efetivo do pilar

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (74)$$

Onde: A_g é a área bruta de concreto e I_g a inercia da seção.

Com a esbeltez calculada, comparou-se com a esbeltez limite do pilar, dada pela Equação (75).

$$\lambda_{\text{lim}} = 34 + 12 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40 \quad (75)$$

Sendo M_1 e M_2 os momentos de primeira ordem nas extremidades do pilar, onde M_2 é o maior valor em número absoluto. A razão M_1/M_2 é positiva se os momentos tiverem sentidos opostos e negativos caso os sentidos sejam iguais.

Nos casos em que o índice de esbeltez foi menor que o valor limite, os efeitos de segunda ordem puderam ser desconsiderados, assim como estabelece a norma. Caso contrário, o momento de segunda ordem é determinado através da Equação (76), no entanto antes de determina-lo, foi calculado a rigidez a flexão do pilar, através da Equação (77).

$$M_c = \delta M_2 \quad (76)$$

$$EI = \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_{\text{dns}}} \quad (77)$$

Onde:

δ – Fator amplificado dos momentos, dado pela Equação (80)

E_c – Modulo de elasticidade do concreto

I_g – Inercia da seção de concreto

Em sequência foi calculado a carga critica de flambagem, dado pela Equação (78), após isso calculou-se o fator C_m , calculado através da Equação (79).

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot l_u)^2} \quad (78)$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (79)$$

Sendo:

C_m – Fator relacionado ao diagrama de momentos real

P_c – Carga critica

EI – Rigidez a flexão

l_u – Comprimento livre

k – Coeficiente flambagem

Por fim, foi determinado o fator amplificado (δ_s), Equação (80), assim determinou-se o momento de segunda ordem, multiplicando o maior momento de primeira (da direção onde os efeitos de segunda ordem devem ser considerados) pelo fator amplificador, assim como mostra a Equação (76).

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 \cdot P_c}} \quad (80)$$

Onde:

C_m – Fator relacionado ao diagrama de momentos real

P_c – Carga crítica

P_u – Esforço normal fatorado

No cálculo da área de aço, considerou-se dois fatores de entrada nos ábacos, (K_n e R_n), dados pelas Equações (81) e (82). De posse desses valores, determinou-se através os ábacos, os valores correspondentes de taxa geométrica de armadura (ρ).

$$K_n = \frac{P_u}{f'_c \cdot A_g} \quad (81)$$

$$R_n = \frac{M_c}{f'_c \cdot A_g \cdot h} \quad (82)$$

Onde:

P_u – Esforço Normal solicitante

f'_c - Resistência característica do concreto

A_g – Área de concreto

M_c – Momento fletor fatorado

h - Altura da seção na direção desejada

Em sequência, analisou-se a situação com a maior taxa geométrica de armadura (ρ) e calculou-se a área de aço necessária (A_s), comparando esse valor com os valores limites, dados pelas Equações (83) e (84).

$$A_{smin} = 0,01 \cdot A_g \quad (83)$$

$$A_{smax} = 0,04 \cdot A_g \quad (84)$$

Onde:

A_g – Área bruta de concreto

5 RESULTADOS

Nesta seção são apresentados os resultados do trabalho

5.1 Verificação de pilares de canto, lateral e de centro: com dimensões iguais

Foram simulados três exemplos de pilares, mantendo-se a geometria e variando-se o tipo de solicitação, da seguinte maneira: no exemplo 1, pilar central; no exemplo 2, pilar lateral; e no exemplo 3, pilar de canto.

Os dados da geometria são os seguintes:

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$l_e = 3 \text{ m}$$

Exemplo 1 - Pilar de Canto

Tabela 1: Esforços solicitantes do pilar de canto.

Esforços Solicitantes	
N_k	1.800 kN
$M_{x,sup}$	15 kNm
$M_{x,inf}$	-15 kNm
$M_{y,sup}$	50 kNm
$M_{y,inf}$	-50 kNm

Fonte: O autor

Após a aplicação dos métodos de cálculo dos códigos normativos: Brasileiro (NBR 6118:2014), Americano (ACI 318:2019) e Europeu (Eurocode 2:2010), foram obtidos os seguintes resultados, para momento de segunda ordem e área de aço para obter esses valores foram utilizadas planilhas, para isso considerou-se um pilar com 6 barras, uma relação $d'/h_x =$

0,2 e $d'/h_y = 0,1$. Com relação a esbelteza calculada com base na NBR 6118: $\lambda_x = \lambda_y = 35$, com base na Eurocode 2: $\lambda_x = 51,9$ e $\lambda_y = 25,95$ e com base na ACI:318: $\lambda_x = 22$ e $\lambda_y = 22$. Com isso determinou-se as excentricidades e calculou-se as áreas de aço.

Tabela 2: Momentos e áreas de aço calculadas

Código	Momento (kNm)	Área de Aço (cm ²)
NBR 6118	85,43	55,20
EUROCÓDIGO 2	63,72	47,84
ACI 318	70,00	16,00

Fonte: O autor

Observou-se que em relação ao momento de segunda ordem, o maior valor encontrado foi o referente ao da NBR 6118:2014 que chega a ser 22,04% maior que o valor do ACI 318:2019 e 34,08% maior que o valor da Eurocode 2:2010.

Entretanto, em relação às áreas de aço a menor foi a calculada segundo a norma americana, de apenas 33,34% do Eurocode 2:2010 e 28,99% da NBR 6118:2014.

A ordem de grandeza dos momentos de segunda ordem dos pilares de canto, apresenta relativa diferença, isso porque cada método apresenta suas particularidades de execução dos cálculos, tais como diferentes coeficientes de majoração.

Para as áreas de aço, a diferença da mínima (ACI 318:2019) para a máxima (NBR 6118:2014) chegou a 71,01% e possivelmente ocorreu devido às diferentes premissas de cálculo utilizadas para a obtenção dos valores, além da utilização de diferentes ábacos para obtenção da taxa de aço (ábacos de PINHEIRO, 2009 e VENTURINI, 1983, para a norma brasileira e europeia, e os ábacos de EVERARD, ISSA, 2009, para a norma americana. O resultado da ACI 318:2019 foi o menor provavelmente por considerar apenas a excentricidade total, ou seja, a excentricidade causada pelo momento de segunda ordem, para obter os coeficientes adimensionais, sendo que nos demais cálculos utilizou-se também excentricidades iniciais e acidentais.

Desse modo, observou-se que para o projeto de um pilar de canto com mesmas dimensões e mesmo tipo de solicitação o método do pilar padrão com rigidez κ aproximada (NBR 6118:2014) fornece os maiores valores de momento de segunda ordem, já o método baseado numa rigidez nominal (EUROCODE 2:2010) propicia os menores momentos. O método do pilar padrão com rigidez κ aproximada (NBR 6118:2014) fornece os maiores valores de área de aço, já método amplificador dos momentos (ACI 318:2019) fornece os menores valores.

Assim, o método amplificador dos momentos, da ACI 318:2019, fornece a área de aço mais econômica, bem como os valores mais desfavoráveis, quando analisado o momento de segunda ordem.

Exemplo 2 - Pilar Lateral

Tabela 3: Esforços solicitantes do pilar Lateral.

Esforços Solicitantes	
N_k	900 kN
$M_{x,sup}$	0 kNm
$M_{x,inf}$	0 kNm
$M_{y,sup}$	26 kNm
$M_{y,inf}$	-26 kNm

Fonte: O Autor

Após a aplicação dos métodos de cálculo dos códigos normativos: Brasileiro (NBR 6118:2014), Americano (ACI 318:2019) e Europeu (Eurocode 2:2010), foram obtidos os seguintes resultados, para momento de segunda ordem e área de aço para obter esses valores foram utilizadas planilhas, para isso considerou-se um pilar com 6 barras, uma relação $d'/h_x = 0,2$ e $d'/h_y = 0,1$. Com relação a esbeltez calculada com base na NBR 6118: $\lambda_x = \lambda_y = 35$, com base na Eurocode 2: $\lambda_x = 51,9$ e $\lambda_y = 25,95$ e com base na ACI:318: $\lambda_x = 22$ e $\lambda_y = 22$. Com isso determinou-se as excentricidades e calculou-se as áreas de aço.

Tabela 4: Momentos e áreas de aço calculadas.

Código	Momento (kNm)	Área de Aço (cm ²)
NBR 6118	42,72	15,77
EUROCÓDIGO 2	28,78	11,04
ACI 318	36,40	8,00

Fonte: O autor

Observou-se que, em relação ao momento de segunda ordem, o maior valor encontrado foi o referente ao da NBR 6118:2014, que foi 17,36% maior que o valor do ACI 318:2019 e 48,44% maior que o do Eurocode 2:2010.

Entretanto, em relação às áreas de aço, a menor foi do ACI 318:2019, de apenas 72,46% do Eurocode e 50,72% da NBR 6118:2014.

A ordem de grandeza dos momentos de segunda ordem dos pilares laterais, apresenta relativa diferença, isso porque cada método apresenta suas particularidades de execução dos cálculos, tais como diferentes coeficientes de majoração. Além do fato de cada método apresentar simplificações que impactam diretamente no resultado final do cálculo.

Para as áreas de aço a diferença da mínima para a máxima chegou a 49,28% e presumivelmente ocorreu devido às diferentes premissas de cálculo utilizadas para a obtenção dos valores, além da utilização de diferentes ábacos para obter a taxa de aço (a utilização de diferentes ábacos se deu para facilitar os cálculos, seguindo o que é feito em livros didáticos americanos). O resultado da ACI 318:2019 foi o menor provavelmente por considerar somente a excentricidade total, ou seja, a excentricidade causada pelo momento de segunda ordem, na obtenção dos coeficientes adimensionais, sendo que nos demais cálculos utilizou-se também as excentricidades iniciais e acidentais.

Desse modo, observou-se que para o projeto de um pilar lateral com dimensões e solicitações iguais, o método do pilar padrão com rigidez κ aproximada (NBR 6118:2014) fornece os maiores valores de momento de segunda ordem, já o método baseado numa rigidez nominal (Eurocode 2:2010) propicia os menores momentos. As áreas de aço seguindo

premissas da (NBR 6118:2014) fornece os maiores valores de área de aço, já as premissas da (ACI 318:2019) fornece os menores valores.

Assim o método amplificador dos momentos (ACI 318:2019) fornece a área de aço mais econômica, no entanto, em relação ao momento de segunda ordem o método do pilar padrão com rigidez κ aproximada (NBR 6118:2014) fornece valores mais desfavoráveis.

Exemplo 3 - Pilar Centro

Tabela 5: Esforços solicitantes do pilar de Centro.

Esforços Solicitantes	
N_k	900 kN
$M_{x,sup}$	0 kNm
$M_{x,inf}$	0 kNm
$M_{y,sup}$	0 kNm
$M_{y,inf}$	0 kNm

Fonte: O autor

Após a aplicação dos métodos de cálculo dos códigos normativos: Brasileiro (NBR 6118:2014), Americano (ACI 318:2019) e Europeu (Eurocode 2:2010), foram obtidos os seguintes resultados, para momento de segunda ordem e área de aço, para obter esses valores foram utilizadas planilhas, para isso considerou-se um pilar com 6 barras, uma relação $d'/h_x = 0,2$ e $d'/h_y = 0,1$. Com relação a esbeltez calculada com base na NBR 6118: $\lambda_x = 51,9$ e $\lambda_y = 25,95$, com base na Eurocode 2: $\lambda_x = 51,9$ e $\lambda_y = 25,95$ e com base na ACI:318: $\lambda_x = 34$ e $\lambda_y = 34$. Com isso determinou-se as excentricidades e calculou-se as áreas de aço.

Tabela 6: Momentos e áreas de aço calculados.

Código	Momento (kNm)	Área de Aço (cm ²)
NBR 6118	42,72	11,83
EUROCÓDIGO 2	29,58	9,20
ACI 318	27,60	8,00

Fonte: O autor

Observou-se que em relação ao momento de segunda ordem, o maior valor encontrado foi o referente ao da NBR 6118:2014 que chega a ser 54,78% maior que o valor do ACI 318:2019 e 44,42% maior que o valor da Eurocode 2:2010.

Entretanto, em relação às áreas de aço, a menor foi do ACI 318:2019, de apenas 86,96% do Eurocode e 67,63% da norma brasileira.

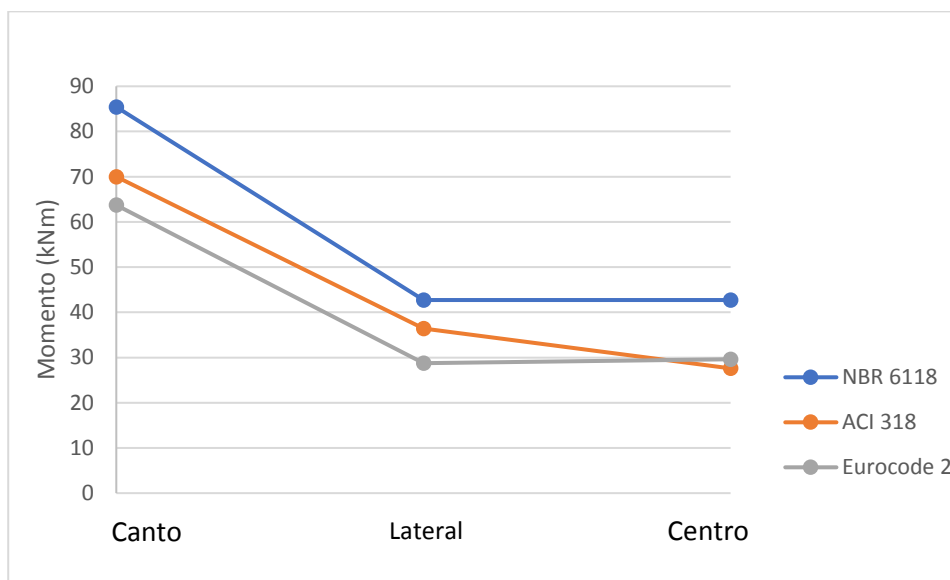
A ordem de grandeza dos momentos de segunda ordem dos pilares de canto, apresenta relativa diferença, pois cada método apresenta suas particularidades de execução dos cálculos, tais como diferentes coeficientes de majoração. Além do fato de cada método apresentar simplificações que impactam diretamente no resultado final do cálculo.

Para as áreas de aço, a diferença da mínima para a máxima chegou a 32,27% e provavelmente ocorreu devido às diferentes premissas de cálculo utilizadas para se obter os valores, além da utilização de diferentes ábacos para determinar a taxa de aço. O resultado da ACI 318:2019 foi o menor possivelmente por considerar somente da excentricidade total, ou seja, a excentricidade causada pelo momento de segunda ordem, na obtenção dos coeficientes adimensionais, sendo que nos demais cálculos utilizou-se também as excentricidades iniciais e acidentais.

Desse modo, observou-se que para o projeto de um pilar de Centro com dimensões e solicitações iguais o método do pilar padrão com rigidez κ aproximada (NBR 6118:2014) fornece os maiores valores de momento de segunda ordem, já o método amplificador dos momentos (ACI 318:2019) propicia os menores momentos. O método do pilar padrão com rigidez κ aproximada (NBR 6118:2014) fornece os maiores valores de área de aço, já método amplificador dos momentos (ACI 318:2019) fornece os menores valores.

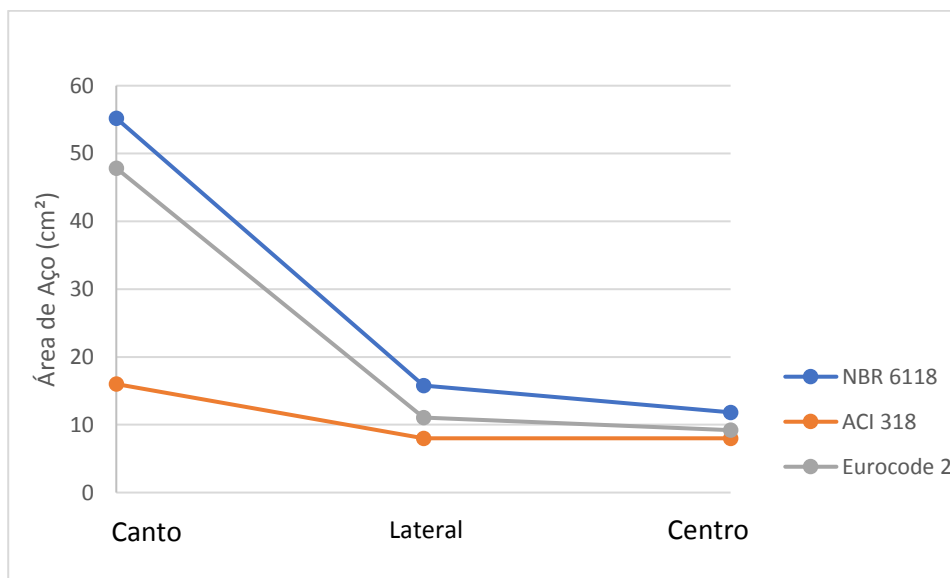
Assim o método amplificador dos momentos (ACI 318:2019 fornece a área de aço mais econômica, porém, em relação ao momento de segunda ordem o método do pilar padrão com rigidez κ aproximada (NBR 6118:2014) fornece valores mais desfavoráveis.

Gráfico 1 - Variação do momento em pilares de canto, lateral e central.



Fonte: O autor

Gráfico 2 - Variação da área de aço em pilares de canto, lateral e central.



Fonte: O autor

Desse modo, é perceptível nos Gráfico 1 e Gráfico 2 que a norma brasileira quando comparada às normas americana e europeia, apresenta-se mais conservadora, nos três exemplos analisados, quando se trata da verificação dos efeitos locais de segunda ordem, assim como é

possível analisar no Gráfico 1. Já comparando os códigos americano e europeu, o Eurocode 2:2010, será mais conservador em pilares de centro, provavelmente devido à ausência de momentos de primeira ordem, já que o método da amplificação dos momentos trabalha diretamente com a amplificação deles, (através da multiplicação deste pelo fator amplificador δ)

5.2 Verificação de pilares de canto, lateral e de centro: fixando a seção e variando o comprimento

5.2.1 Pilar de Canto

Foram simulados dois exemplos de pilares, mantendo-se a seção e as solicitações e variando-se a altura, da seguinte maneira:

Tabela 7: Comprimento dos pilares simulados na seção.

Pilar	Comprimento
Pilar 1	3,0 m
Pilar 2	3,5 m
Pilar 3	4,0 m

Fonte: O autor

Após a aplicação dos métodos de cálculo dos códigos normativos: Brasileiro (NBR 6118:2014), Americano (ACI 318:2019) e Europeu (Eurocode 2:2010), foram obtidos os seguintes resultados, para momento de segunda ordem e área de aço:

Para o pilar de 3,5 m:

Para o pilar de $l = 3,5$ m, considerou-se os seguintes dados: pilar com 6 barras, uma relação $d'/h_x = 0,2$ e $d'/h_y = 0,1$. Com relação a esbeltez calculada com base na NBR 6118: $\lambda_x = 60,55$ e $\lambda_y = 30,28$, com base na Eurocode 2: $\lambda_x = 60,55$ e $\lambda_y = 30,28$ e com base na ACI:318: $\lambda_x = 30,31$ e $\lambda_y = 60,62$. Com isso determinou-se as excentricidades e calculou-se as áreas de aço. Assim observou-se que, em relação ao momento de segunda ordem, o maior valor encontrado foi o referente ao da NBR 6118:2014, (da ordem de: 101,27 kNm), que foi 44,67% maior que o valor do ACI 318:2019, (70 kNm) e 37,32% maior que o do Eurocode 2:2010, (73,75 kNm).

Entretanto, em relação às áreas de aço, a menor foi do ACI 318:2019, (16 cm²), de apenas 31,06% do Eurocode 2:2010, (51,52 cm²) e 23,87% da NBR 6118:2014, (67,03 cm²).

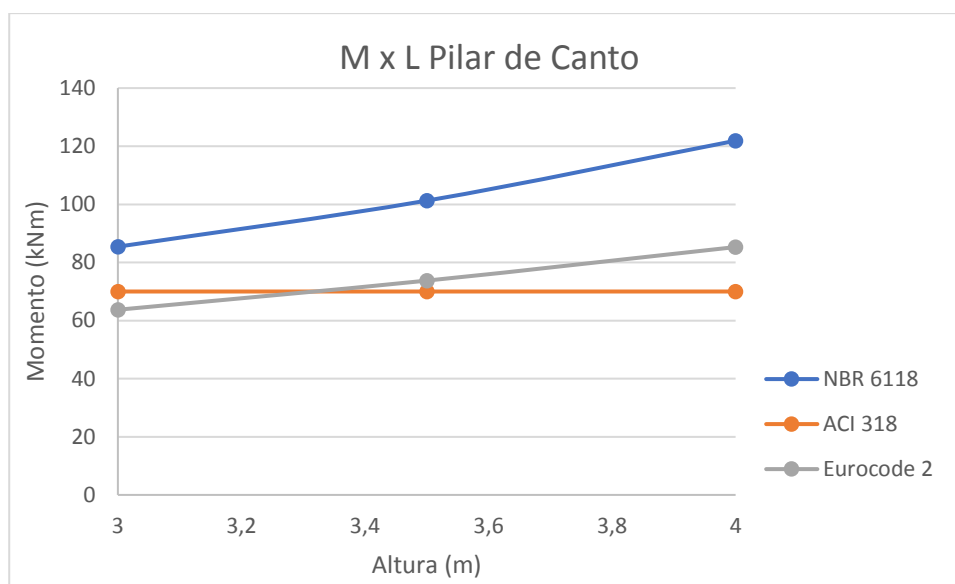
Para o pilar de 4 m:

Para o exemplo 2, considerou-se os seguintes dados: pilar com 6 barras, uma relação $d'/h_x = 0,2$ e $d'/h_y = 0,1$. Com relação a esbeltez calculada com base na NBR 6118: $\lambda_x = 69,20$ e $\lambda_y = 34,60$, com base na Eurocode 2: $\lambda_x = 69,20$ e $\lambda_y = 34,60$ e com base na ACI:318: $\lambda_x = 34,64$ e $\lambda_y = 69,28$. Com isso determinou-se as excentricidades e calculou-se as áreas de aço. Assim percebeu-se que, em relação ao momento de segunda ordem, o valor mais conservador foi o referente ao da NBR 6118:2014, (121,89 kNm), que foi 74,13% maior que o valor do ACI 318:2019, (70 kNm) e 42,91% maior que o do Eurocode 2:2010, (85,29 kNm).

No entanto, em relação às áreas de aço, a menor foi do ACI 318:2019, (16 cm²), de apenas 28,98% do Eurocode 2:2010, (55,20 cm²) e 21,36% da NBR 6118:2014, (74,91 cm²).

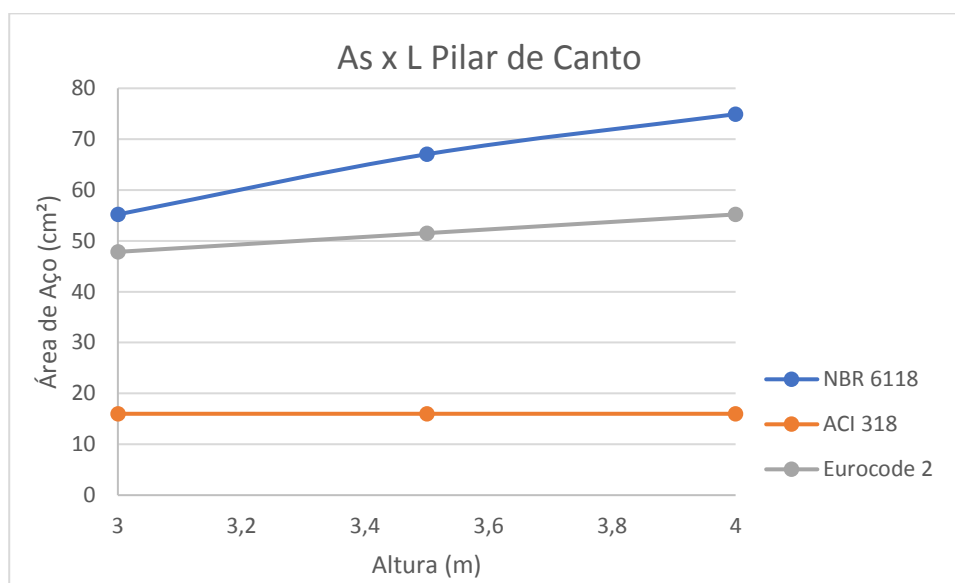
A partir dos exemplos, (1, 2 e do exemplo 1 da seção 4.1), foi plotado o Gráfico 3 (de momento de segunda ordem x altura do pilar) e Gráfico 4 (de área de aço x altura do pilar).

Gráfico 3 - Variação do momento com o aumento da altura em um pilar de canto



Fonte: O autor

Gráfico 4 - Variação da área de aço com o aumento da altura em um pilar de canto



Fonte: O autor

Verificando o Gráfico 3, percebe-se que a ordem de grandeza dos momentos de segunda ordem de pilares de canto, quando calculados pelos métodos do pilar padrão com rigidez κ aproximada (NBR 6118:2014) e pelo método baseado numa rigidez nominal (Eurocode 2:2010), apresenta relativa sensibilidade a variação da altura, isso porque esses métodos utilizam o comprimento do pilar como variável diretamente proporcional, ou seja, um acréscimo na altura gera um aumento no momento.

Já no método amplificador dos momentos (ACI 318:2019), o comportamento do momento, com o aumento da altura do pilar, é constante, isso devido a limitação do fator amplificador ($\delta \leq 1,4$), imposta pela recomendação normativa.

Analisando o Gráfico 4, percebe-se que às áreas de aço calculadas com base na NBR 6118:2014 e no Eurocode 2:2010, apresenta curvatura semelhante à que ocorre com o momento. Para os dois casos isso provavelmente ocorre devido às excentricidades, que tendem a aumentar com o aumento do comprimento. Já a área calculada com base na ACI 318:2019, não apresenta variação.

Analisando-se o Gráfico 3 e o Gráfico 4, nota-se que para pilares de canto, os métodos da NBR 6118:2014 e Eurocode 2:2010 apresentam aumento aproximadamente linear dos momentos de segunda ordem, dentro do intervalo analisado (apesar de a equação que o origina ser de segundo grau) e das áreas de aço com o aumento do comprimento do pilar. Já o código americano apresenta um comportamento constante, devido à limitação do fator amplificador ($\delta \leq 1,4$), imposta pela instrução normativa.

Assim se tratando de momento de segunda ordem, o aumento de um metro no comprimento do pilar, representou um aumento de 42,68% no método do pilar padrão com rigidez κ aproximada (NBR 6118:2014), enquanto no método baseado numa rigidez nominal (Eurocode 2:2010) foi de apenas 33,85%. Em relação às áreas de aço, a adição de um metro no pilar representa um acréscimo de 15,38% no Eurocode 2:2010 e de 35,71% na NBR 6118:2014.

5.2.2 Pilar Lateral

Foram simulados dois exemplos de pilares, mantendo-se a seção e a solicitação e variando-se a altura, da seguinte maneira:

Tabela 8: Comprimento dos pilares simulados na seção.

Pilar	Comprimento
Pilar 1	3,0 m
Pilar 2	3,5 m
Pilar 3	4,0 m

Fonte: O autor

Após a aplicação dos métodos de cálculo dos códigos normativos: Brasileiro (NBR 6118:2014), Americano (ACI 318:2019) e europeu (Eurocode 2:2010), foram obtidos os seguintes resultados, para momento de segunda ordem e área de aço:

Para o pilar de 3,5 m:

Para o exemplo 1, considerou-se os seguintes dados: pilar com 6 barras, uma relação $d'/h_x = 0,2$ e $d'/h_y = 0,1$. Com relação a esbeltez calculada com base na NBR 6118: $\lambda_x = 60,55$ e $\lambda_y = 30,28$, com base na Eurocode 2: $\lambda_x = 60,55$ e $\lambda_y = 30,28$ e com base na ACI:318: $\lambda_x = 30,31$ e $\lambda_y = 60,62$. Com isso determinou-se as excentricidades e calculou-se as áreas de aço. Assim observou-se que, em relação ao momento de segunda ordem, o maior valor encontrado foi o referente ao da NBR 6118:2014, (50,63 kNm), que foi 39,09% maior que o valor do ACI 318:2019, (36,40 kNm) e 84,92% maior que o do Eurocode 2:2010, (27,38 kNm).

Entretanto, em relação às áreas de aço, a menor foi do ACI 318:2019, (8 cm²), de apenas 72,46% do Eurocode 2:2010, (11,04 cm²) e 40,59% da NBR 6118:2014, (19,71 cm²).

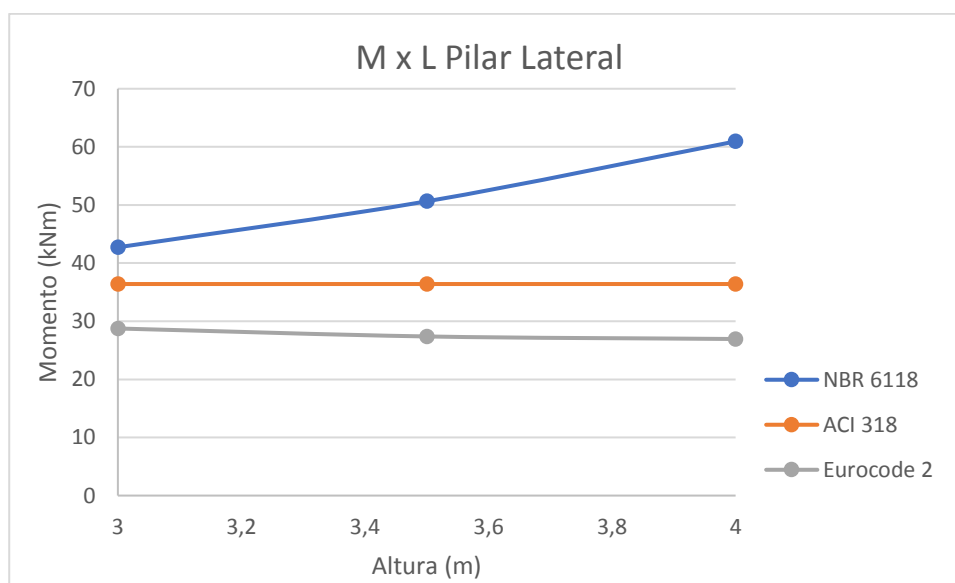
Para o pilar de 4 m:

Para o pilar de $l = 4$ m, considerou-se os seguintes dados: pilar com 6 barras, uma relação $d'/h_x = 0,2$ e $d'/h_y = 0,1$. Com relação a esbeltez calculada com base na NBR 6118: $\lambda_x = 69,20$ e $\lambda_y = 34,60$, com base na Eurocode 2: $\lambda_x = 69,20$ e $\lambda_y = 34,60$ e com base na ACI:318: $\lambda_x = 34,64$ e $\lambda_y = 69,28$. Com isso determinou-se as excentricidades e calculou-se as áreas de aço. Assim notou-se que, em relação ao momento de segunda ordem, o maior valor encontrado foi o referente ao da NBR 6118:2014, (60,94 kNm), que foi 67,42% maior que o valor do ACI 318:2019, (36,40 kNm) e 126,21% maior que o do Eurocode 2:2010, (26,94 kNm).

No entanto, em relação às áreas de aço, a menor foi do ACI 318:2019, (8 cm²), de apenas 72,46% do Eurocode 2:2010, (11,04 cm²) e 33,81% da NBR 6118:2014, (26,66 cm²).

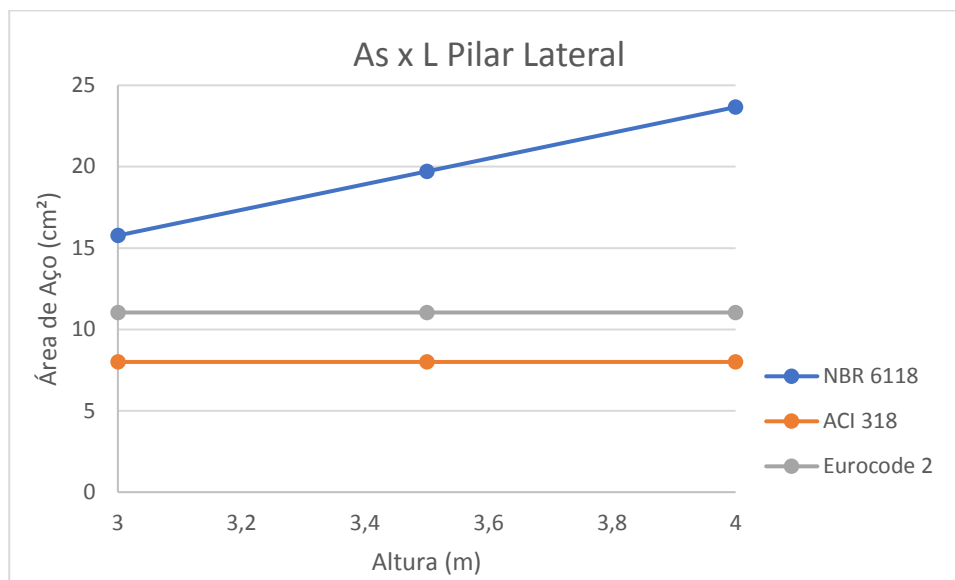
A partir dos exemplos, (1, 2 e do exemplo 2 da seção 4.1), foi plotado o Gráfico 5 (de momento de segunda ordem x altura do pilar) e Gráfico 6 (de área de aço x altura do pilar).

Gráfico 5 – Variação do momento com o aumento da altura em um pilar Lateral



Fonte: O autor

Gráfico 6 – Variação da área de aço com o aumento da altura em um pilar Lateral



Fonte: O autor

Observando o Gráfico 5, é perceptível que ordem de grandeza dos momentos de segunda ordem dos pilares laterais, quando calculados pelos métodos: do pilar padrão com rigidez κ aproximada (NBR 6118:2014) e pelo método baseado numa rigidez nominal (Eurocode 2:2010), apresenta relativa sensibilidade a variação da altura, isso porque esses métodos utilizam o comprimento do pilar como variável diretamente proporcional, o que propicia a variação da esbeltez do elemento, sendo o primeiro é crescente e o segundo decrescente.

No método amplificador dos momentos (ACI 318:2019), o comportamento do momento, com o aumento da altura do pilar, é constante, isso devido a limitação do fator amplificador ($\delta \leq 1,4$), imposta pela instrução normativa.

Analisando a Gráfico 6, percebe-se que às áreas de aço calculada com base na NBR 6118:2014, apresenta curvatura semelhante à que ocorre com o momento, já as do Eurocode 2:2010, apresenta-se constante. Para o primeiro caso, isso provavelmente ocorre devido às excentricidades, que tendem a aumentar com o comprimento, já no segundo, é provável que isso ocorra pela ausência de momentos de primeira ordem em uma das direções do pilar. Já a área calculada com base na ACI 318:2019, não apresenta variação.

Analisando-se Gráfico 5 e o Gráfico 6, é perceptível que o método da NBR 6118:2014 apresentam aumento aproximadamente linear dos momentos de segunda ordem, (dentro do intervalo analisado apesar de a equação que o origina ser de segundo grau) e das áreas de aço com o aumento do comprimento do pilar. Enquanto o pilar calculado com base no Eurocode 2:2010 apresenta um decréscimo do momento de segunda ordem, possivelmente devido à

ausência de momentos de segunda ordem em uma das direções do pilar, visto que o método utiliza o momento inicial para o cálculo dos momentos de segunda ordem, já a área de aço apresenta comportamento constante. Já o código americano apresenta um comportamento constante.

Assim se tratando de momento de segunda ordem, o aumento de um metro no comprimento do pilar, representou um aumento de 42,65% no método do pilar padrão com rigidez κ aproximada (NBR 6118:2014), enquanto no método baseado numa rigidez nominal (Eurocode 2:2010) traz uma redução de 6,30%. Em relação às áreas de aço, a adição de um metro no pilar representa um acréscimo de 50,03% no NBR 6118:2014, enquanto não houve variação no Eurocode 2:2010.

5.2.3 Pilar de Centro

Foram simulados dois exemplos de pilares, mantendo-se a seção e a solicitação e variando-se a altura, da seguinte maneira:

Tabela 9: Comprimento dos pilares simulados na seção.

Pilar	Comprimento
Pilar 1	3,0 m
Pilar 2	3,5 m
Pilar 3	4,0 m

Fonte: O autor

Após a aplicação dos métodos de cálculo dos códigos normativos: Brasileiro (NBR 6118:2014), Americano (ACI 318:2019) e europeu (Eurocode 2:2010), foram obtidos os seguintes resultados, para momento de segunda ordem e área de aço:

Para o pilar de 3,5 m:

Para o pilar de $l = 3,5$ m, considerou-se os seguintes dados: pilar com 6 barras, uma relação $d'/h_x = 0,2$ e $d'/h_y = 0,1$. Com relação a esbeltez calculada com base na NBR 6118: $\lambda_x = 60,55$ e $\lambda_y = 30,28$, com base na Eurocode 2: $\lambda_x = 60,55$ e $\lambda_y = 30,28$ e com base na ACI:318: $\lambda_x = 30,31$ e $\lambda_y = 60,62$. Com isso determinou-se as excentricidades e calculou-se as áreas de aço. Assim observou-se que, em relação ao momento de segunda ordem, o maior valor encontrado foi o referente ao da NBR 6118:2014, (50,63 kNm), que foi 47,32% maior que o valor do ACI 318:2019, (34,32 kNm) e 84,92% maior que o do Eurocode 2:2010, (27,38 kNm).

Entretanto, em relação às áreas de aço, a menor foi do ACI 318:2019, (8 cm²), de apenas 86,96% do Eurocode 2:2010, (9,20 cm²) e 57,97% da NBR 6118:2014, (13,80 cm²).

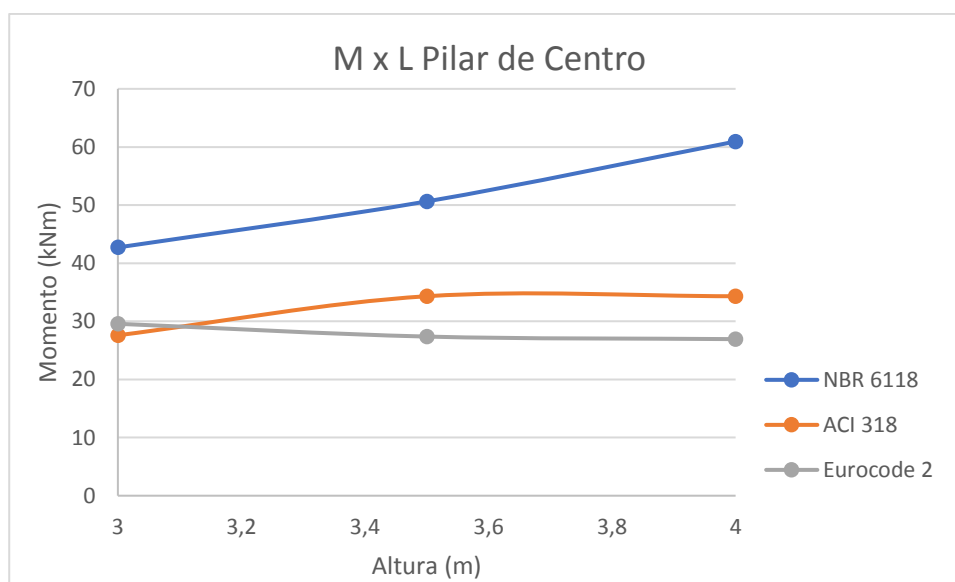
Para o pilar de 4 m:

Para o exemplo 2, considerou-se os seguintes dados: pilar com 6 barras, uma relação $d'/h_x = 0,2$ e $d'/h_y = 0,1$. Com relação a esbeltez calculada com base na NBR 6118: $\lambda_x = 69,20$ e $\lambda_y = 34,60$, com base na Eurocode 2: $\lambda_x = 69,20$ e $\lambda_y = 34,60$ e com base na ACI:318: $\lambda_x = 34,64$ e $\lambda_y = 69,28$. Com isso determinou-se as excentricidades e calculou-se as áreas de aço. Assim notou-se que, em relação ao momento de segunda ordem, o maior valor encontrado foi o referente ao da NBR 6118:2014, (60,94 kNm), que foi 77,76% maior que o valor do ACI 318:2019, (34,32 kNm) e 42,91% maior que o do Eurocode 2:2010, (26,94 kNm).

No entanto, em relação às áreas de aço, a menor foi do ACI 318:2019, (8 cm²), de apenas 86,96% do Eurocode 2:2010, (9,20 cm²) e 50,73% da NBR 6118:2014, (15,77 cm²).

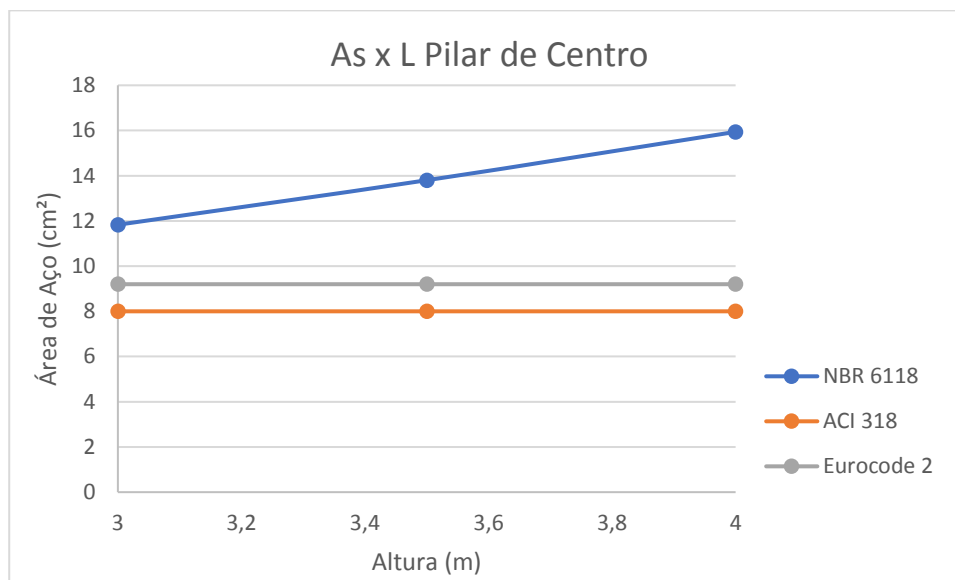
A partir dos exemplos, (1, 2 e do exemplo 2 da seção 4.1), foi plotado o Gráfico 7 (de momento de segunda ordem x altura do pilar) e Gráfico 8 (de área de aço x altura do pilar).

Gráfico 7 - Variação do momento com o aumento da altura em um pilar de centro



Fonte: O autor

Gráfico 8 - Variação da área de aço com o aumento da altura em um pilar de centro



Fonte: O autor

Analisando o Gráfico 7, é notável que ordem de grandeza dos momentos de segunda ordem dos pilares de centro, quando calculados pelo método do pilar padrão com rigidez κ aproximada (NBR 6118:2014) e pelo método baseado numa rigidez nominal (Eurocode 2:2010), apresenta relativa sensibilidade a variação da altura, isso porque esses métodos utilizam o comprimento do pilar como variável diretamente proporcional, sendo o primeiro é crescente e o segundo decrescente.

Já se tratando do método amplificador dos momentos (ACI 318:2019), o comportamento do momento, com o aumento da altura do pilar, apresenta pequeno aumento, para $l = 3,5$ m, mantendo-se constante depois dele, isso devido a limitação do fator amplificador ($\delta \leq 1,4$), imposta pela instrução normativa.

Analisando o Gráfico 8, percebe-se que às áreas de aço calculada com base na NBR 6118:2014, apresenta curvatura semelhante à que ocorre com o momento, já as do Eurocode 2:2010, apresenta-se constante. Para o primeiro caso, isso provavelmente ocorre devido às excentricidades, que tendem a aumentar com o comprimento, já no segundo, é provável que isso ocorra pela ausência de momentos de primeira ordem em uma das direções do pilar. Já a área calculada com base na ACI 318:2019, não apresenta variação.

Analisando-se o Gráfico 7 e o Gráfico 8, nota-se o método da NBR 6118:2014 apresenta aumento aproximadamente linear dos momentos de segunda ordem, (dentro do intervalo analisado apesar de a equação que o origina ser de segundo grau) e das áreas de aço com o aumento do comprimento do pilar. Enquanto o pilar calculado com base no Eurocode 2:2010

apresenta um decréscimo do momento de segunda ordem possivelmente devido à ausência de momentos de segunda ordem em uma das direções do pilar, visto que o método utiliza o momento inicial para o cálculo dos momentos de segunda ordem. Já a área de aço apresenta comportamento constante. Já o código americano apresenta um comportamento constante, para pilares $l > 3,5$ m, isso ocorre devido a limitação do fator amplificador ($\delta \leq 1,4$), imposta pela instrução normativa.

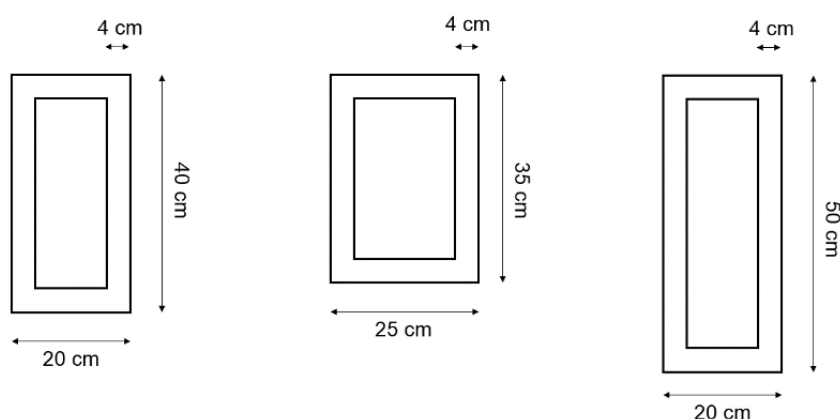
Assim se tratando de momento de segunda ordem, o aumento de um metro no comprimento do pilar, representou um aumento de 42,65% no método do pilar padrão com rigidez κ aproximada (NBR 6118:2014), enquanto no método baseado numa rigidez nominal (Eurocode 2:2010) traz uma redução de 8,90%. Em relação às áreas de aço, a adição de um metro no pilar representa um acréscimo de 34,74% no NBR 6118:2014, enquanto não houve variação no Eurocode 2:2010.

5.3 Verificação de pilares de canto, lateral e de centro: variando apenas a seção

5.3.1 Pilar de Canto

Foram simulados dois exemplos de pilares, mantendo-se o comprimento e a solicitação e variando-se a seção, da seguinte maneira: no exemplo 1, $l = 4$ m, $b_w = 25$ cm e $h = 35$ cm; no exemplo 2, $l = 4$ m, $b_w = 20$ cm e $h = 50$ cm, além destes ainda foi considerado o exemplo 2 da seção 4.2, (assim como mostra a Figura 9. Os esforços solicitantes são iguais aos do exemplo 1 da seção 4.1.

Figura 9 – Seções adotadas nos exemplos



Fonte: O autor

Após a aplicação dos métodos de cálculo dos códigos normativos: Brasileiro (NBR 6118:2014), Americano (ACI 318:2019) e europeu (Eurocode 2:2010), foram obtidos os seguintes resultados, para momento de segunda ordem e área de aço:

Para o pilar o pilar do exemplo 1:

Para este pilar, considerou-se os seguintes dados: pilar com 6 barras, uma relação $d'/h_x = 0,15$ e $d'/h_y = 0,1$. Com relação a esbeltez calculada com base na NBR 6118: $\lambda_x = 55,36$ e $\lambda_y = 39,54$, com base na Eurocode 2: $\lambda_x = 55,36$ e $\lambda_y = 39,55$ e com base na ACI:318: $\lambda_x = 39,59$ e $\lambda_y = 55,43$. Com isso determinou-se as excentricidades e calculou-se as áreas de aço. Assim observou-se que, em relação ao momento de segunda ordem, o maior valor encontrado foi o referente ao da NBR 6118:2014, (101,73 kNm), que foi 45,33% maior que o valor do ACI 318:2019, (70 kNm) e 11,93% maior que o do Eurocode 2:2010, (90,89 kNm).

Entretanto, em relação às áreas de aço, a menor foi do ACI 318:2019, (17,5 cm²), de apenas 33,44% do Eurocode 2:2010, (52,33 cm²) e 31,22% da NBR 6118:2014, (56,06 cm²).

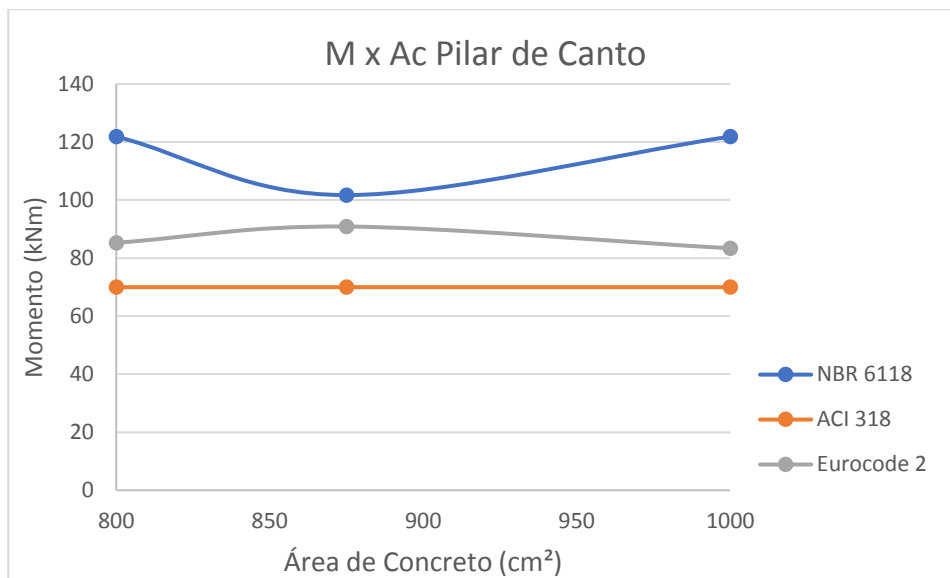
Para o pilar o pilar do exemplo 2:

Para este pilar, considerou-se os seguintes dados: pilar com 6 barras, uma relação $d'/h_x = 0,15$ e $d'/h_y = 0,1$. Com relação a esbeltez calculada com base na NBR 6118: $\lambda_x = 69,20$ e $\lambda_y = 27,68$, com base na Eurocode 2: $\lambda_x = 69,20$ e $\lambda_y = 27,68$ e com base na ACI:318: $\lambda_x = 27,71$ e $\lambda_y = 69,28$. Com isso determinou-se as excentricidades e calculou-se as áreas de aço. Assim notou-se que, em relação ao momento de segunda ordem, o maior valor encontrado foi o referente ao da NBR 6118:2014, (121,89 kNm), que foi 74,13% maior que o valor do ACI 318:2019, (70 kNm) e 46,17% maior que o do Eurocode 2:2010, (83,39 kNm).

Contudo, em relação às áreas de aço, a menor foi do ACI 318:2019 (20 cm²), de apenas 41,41% do Eurocode 2:2010, (48,3 cm²) e 30,74% da NBR 6118:2014, (65,06 cm²).

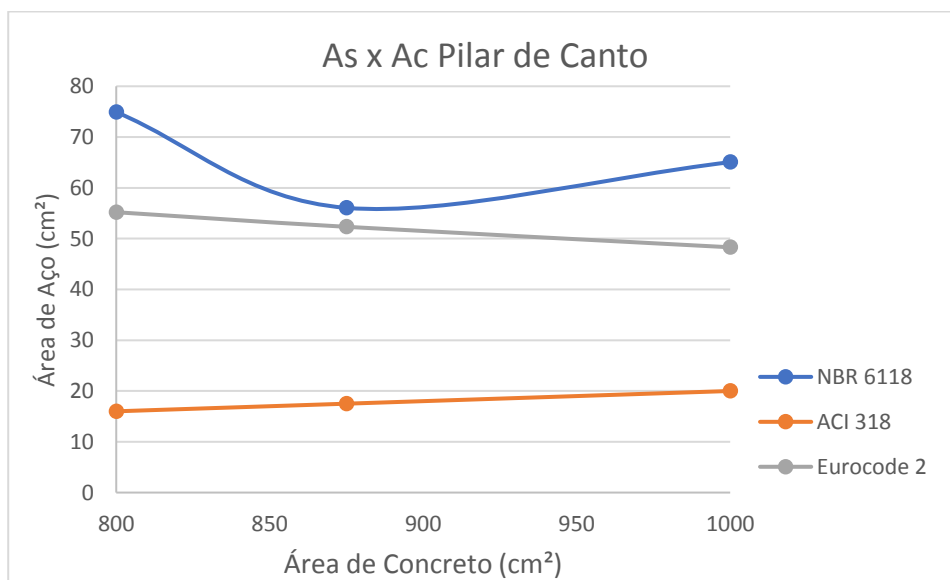
A partir dos exemplos, (1, 2 e do exemplo 2 da seção 4.1), foi plotado o Gráfico 9 (de momento de segunda ordem x área de seção) e o Gráfico 10 (de área de aço x área de seção).

Gráfico 9 - Variação do momento com o aumento da área de seção de concreto em um pilar de canto



Fonte: O autor

Gráfico 10 - Variação da área de aço com o aumento da área de seção de concreto em um pilar de canto



Fonte: O autor

Analisando o Gráfico 9 e o Gráfico 10, é perceptível que ordem de grandeza dos momentos de segunda ordem dos pilares de canto, quando calculados pelos métodos do pilar padrão com rigidez κ aproximada (NBR 6118:2014) e pelo método baseado numa rigidez nominal (Eurocode 2:2010), apresenta relativa sensibilidade a variação da área de seção

transversal, a explicação disso está nas equações, analisando-as, percebe-se que as dimensões (h_x e h_y) são utilizadas para a obtenção dos momentos. No entanto, é perceptível no Gráfico 9, que não apresenta variação linear com o aumento da área, isso provavelmente, devido ao cálculo está mais atrelado as dimensões (h_x ou h_y) da seção transversal, em que o momento de segunda deve ser considerado, do que a área em si.

Já se tratando do método amplificador dos momentos (ACI 318:2019), o comportamento do momento, com o aumento da área de seção transversal, é constante, isso devido a limitação do fator amplificador ($\delta \leq 1,4$), imposta pela instrução norma.

Em se tratando das áreas de aço, a calculada com base na NBR 6118:2014 apresenta curvatura semelhante à que ocorre com o momento, já se tratando da área de aço da Eurocode 2:2010, ela apresenta-se decrescente com o aumento da área de seção transversal. Para os dois casos isso provavelmente ocorre devido à variação da dimensão da seção onde atua o momento, tornando-a mais ou menos resistente. Já a área calculada com base na ACI 318:2019, apresenta um crescimento linear, isso porque, em todos os casos, o resultado recaiu em área de aço mínima.

5.3.2 Pilar Lateral

Foram simulados dois pilares, mantendo-se o comprimento e a solicitação e variando-se a seção, da seguinte maneira: no exemplo 1, $l = 4$ m, $b_w = 25$ cm e $h = 35$ cm; no exemplo 2, $l = 4$ m, $b_w = 20$ cm e $h = 50$ cm, além destes ainda foi considerado o exemplo 2 da seção 4.2.2, (o corte das seções são ilustrados na Figura 9. Os esforços solicitantes são iguais aos do exemplo 2 da seção 4.1.

Após a aplicação dos métodos de cálculo dos códigos normativos: Brasileiro (NBR 6118:2014), Americano (ACI 318:2019) e europeu (Eurocode 2:2010), foram obtidos os seguintes resultados, para momento de segunda ordem e área de aço:

Para o pilar o pilar do exemplo 1:

Para este pilar, considerou-se os seguintes dados: pilar com 6 barras, uma relação $d'/h_x = 0,15$ e $d'/h_y = 0,1$. Com relação a esbeltez calculada com base na NBR 6118: $\lambda_x = 55,36$ e $\lambda_y = 39,54$, com base na Eurocode 2: $\lambda_x = 55,36$ e $\lambda_y = 39,55$ e com base na ACI:318: $\lambda_x = 39,59$ e $\lambda_y = 55,43$. Com isso determinou-se as excentricidades e calculou-se as áreas de aço. Assim observou-se que, em relação ao momento de segunda ordem, o maior valor encontrado

foi o referente ao da NBR 6118:2014, (50,86 kNm), que foi 39,73% maior que o valor do ACI 318:2019, (36,4 kNm) e 41,67% maior que o do Eurocode 2:2010, (35,9 kNm).

Entretanto, em relação às áreas de aço, a menor foi do ACI 318:2019, (8,75 cm²), de apenas 86,98% do Eurocode 2:2010, (10,06 cm²) e 57,98% da NBR 6118:2014, (15,09 cm²).

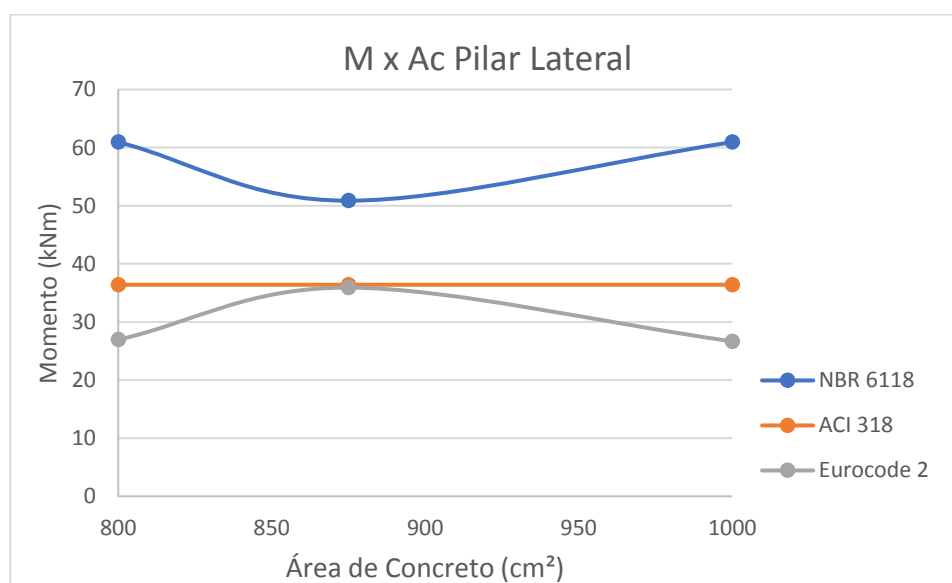
Para o pilar o pilar do exemplo 2:

Para este pilar, considerou-se os seguintes dados: pilar com 6 barras, uma relação $d'/h_x = 0,15$ e $d'/h_y = 0,1$. Com relação a esbeltez calculada com base na NBR 6118: $\lambda_x = 69,20$ e $\lambda_y = 27,68$, com base na Eurocode 2: $\lambda_x = 69,20$ e $\lambda_y = 27,68$ e com base na ACI:318: $\lambda_x = 27,71$ e $\lambda_y = 69,28$. Com isso determinou-se as excentricidades e calculou-se as áreas de aço. Assim notou-se que, em relação ao momento de segunda ordem, o maior valor encontrado foi o referente ao da NBR 6118:2014, (60,94 kNm), que foi 67,42% maior que o valor do ACI 318:2019, (36,4 kNm) e 128,58% maior que o do Eurocode 2:2010, (26,66 kNm).

No entanto, em relação às áreas de aço, a menor foi do ACI 318:2019, (10 cm²), de apenas 90,58% do Eurocode 2:2010, (11,04 cm²) e 42,27% da NBR 6118:2014, (23,66 cm²).

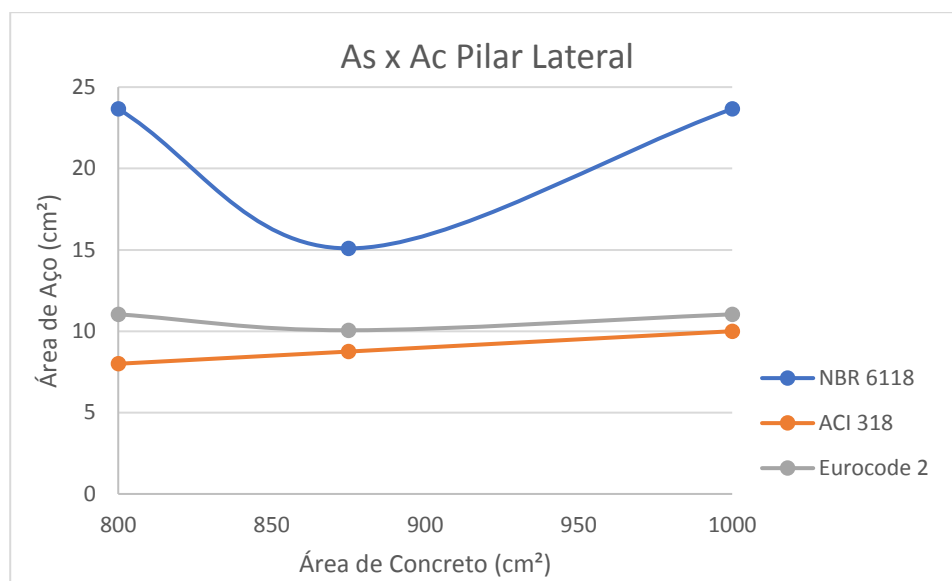
A partir dos exemplos, (1, 2 e do exemplo 2 da seção 4.1), foi plotado o Gráfico 11 (de momento de segunda ordem x área de seção) e o Gráfico 12 (de área de aço x área de seção).

Gráfico 11 - Variação do momento com o aumento da área de seção de concreto em um pilar lateral



Fonte: O autor

Gráfico 12 - Variação da área de aço com o aumento da área de seção de concreto em um pilar Lateral



Fonte: O autor

Analisando exemplos apresentados, é perceptível que ordem de grandeza dos momentos de segunda ordem dos pilares laterais, quando calculados pelos métodos do pilar padrão com rigidez κ aproximada (NBR 6118:2014) e pelo método baseado numa rigidez nominal (Eurocode 2:2010), apresenta relativa sensibilidade a variação da área de seção transversal, a explicação disso está nas equações, analisando-as, percebe-se que as dimensões (h_x e h_y) são utilizadas para a obtenção dos momentos. No entanto, é perceptível no gráfico da Gráfico 11, que a variação não apresenta variação linear com o aumento da área, isso provavelmente, devido ao cálculo está mais atrelado a dimensão (h_x ou h_y) da seção transversal, em que o momento de segunda deve ser considerado, do que a área em si.

Já se tratando do método amplificador dos momentos (ACI 318:2019), o comportamento do momento, com o aumento da área de seção transversal, é constante, isso devido a limitação do fator amplificador ($\delta \leq 1,4$), imposta pela instrução norma.

Em se tratando das áreas de aço, a calculada com base na NBR 6118:2014 apresenta curvatura semelhante à que ocorre com o momento, já se tratando da área de aço da Eurocode 2:2010, ela apresenta-se decrescente, do exemplo 1 para o exemplo 2 e crescente deste para o 2, com o aumento da área de seção transversal. Para os dois casos isso provavelmente ocorre devido à variação da dimensão da seção onde atua o momento, tornando-a mais ou menos resistente. Já a área calculada com base na ACI 318:2019, apresenta um crescimento linear, isso porque, em todos os casos, o resultado recaiu em área de aço mínima.

5.3.3 Pilar de Centro

Foram simulados dois exemplos de pilares, mantendo-se o comprimento e a solicitação e variando-se a seção, da seguinte maneira: no exemplo 1, $l = 4$ m, $b_w = 25$ cm e $h = 35$ cm; no exemplo 2, $l = 4$ m, $b_w = 20$ cm e $h = 50$ cm, além destes ainda foi considerado o exemplo 2 da seção 4.2.3, (as seções são ilustradas na Figura 9. Os esforços solicitantes são iguais aos do exemplo 3 da seção 4.1.

Após a aplicação dos métodos de cálculo dos códigos normativos: Brasileiro (NBR 6118:2014), Americano (ACI 318:2019) e europeu (Eurocode 2:2010), foram obtidos os seguintes resultados, para momento de segunda ordem e área de aço:

Para o pilar o pilar do exemplo 1:

Para este pilar, considerou-se os seguintes dados: pilar com 6 barras, uma relação $d'/h_x = 0,15$ e $d'/h_y = 0,1$. Com relação a esbeltez calculada com base na NBR 6118: $\lambda_x = 55,36$ e $\lambda_y = 39,54$, com base na Eurocode 2: $\lambda_x = 55,36$ e $\lambda_y = 39,55$ e com base na ACI:318: $\lambda_x = 39,59$ e $\lambda_y = 55,43$. Com isso determinou-se as excentricidades e calculou-se as áreas de aço. Assim observou-se que, em relação ao momento de segunda ordem, o maior valor encontrado foi o referente ao da NBR 6118:2014, (50,86 kNm), que foi 88,16% maior que o valor do ACI 318:2019, (27,03 kNm) e 25,67% maior que o do Eurocode 2:2010 (40,47 kNm).

Entretanto, em relação às áreas de aço, a menor foi do Eurocode 2:2010 (6,04 cm²), de apenas 69,03% do ACI 318:2019, (8,75 cm²) e 93,35% da NBR 6118:2014, (6,47 cm²).

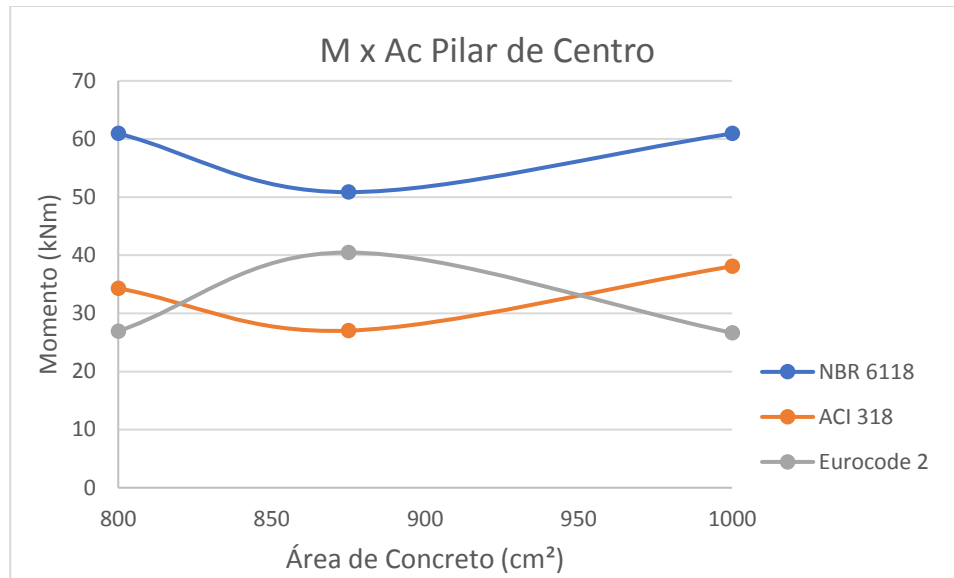
Para o pilar o pilar do exemplo 2:

Para este pilar, considerou-se os seguintes dados: pilar com 6 barras, uma relação $d'/h_x = 0,15$ e $d'/h_y = 0,1$. Com relação a esbeltez calculada com base na NBR 6118: $\lambda_x = 69,20$ e $\lambda_y = 27,68$, com base na Eurocode 2: $\lambda_x = 69,20$ e $\lambda_y = 27,68$ e com base na ACI:318: $\lambda_x = 27,71$ e $\lambda_y = 69,28$. Com isso determinou-se as excentricidades e calculou-se as áreas de aço. Assim notou-se que, em relação ao momento de segunda ordem, o maior valor encontrado foi o referente ao da NBR 6118:2014, (60,94 kNm), que foi 59,95% maior que o valor do ACI 318:2019, (38,1 kNm) e 128,58% maior que o do Eurocode 2:2010, (26,66 kNm).

Entretanto, em relação às áreas de aço, a menor foi do Eurocode 2:2010, (6,6 cm²), de apenas 66,00% do ACI 318:2019, (10 cm²) e 44,62% da NBR 6118:2014, (14,79 cm²).

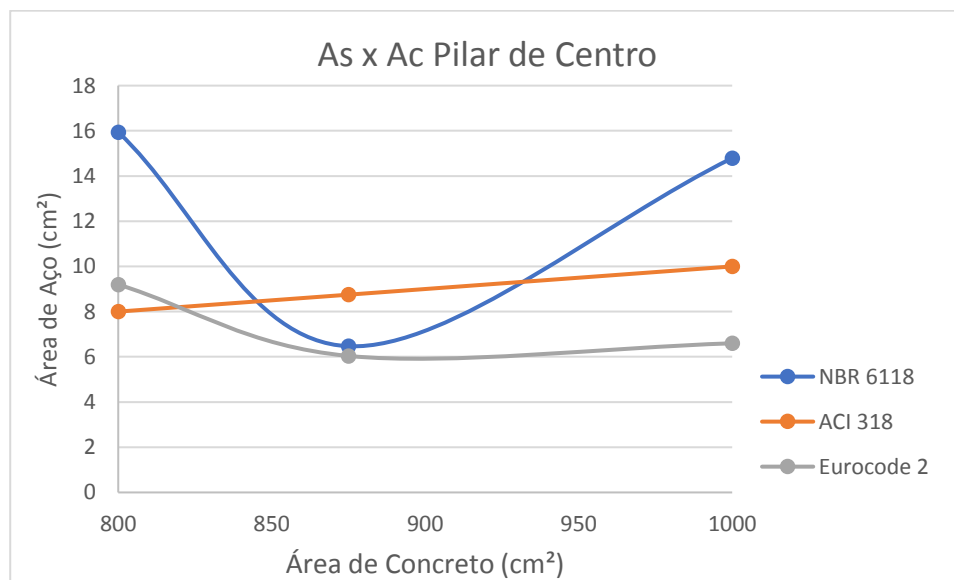
A partir dos exemplos, (1, 2 e do exemplo 2 da seção 4.1), foi plotado o Gráfico 13 (de momento de segunda ordem x área de seção) e o Gráfico 14 (de área de aço x área de seção)

Gráfico 13 - Variação do momento com o aumento da área de seção de concreto em um pilar de centro



Fonte: O autor

Gráfico 14 - Variação da área de aço com o aumento da área de seção de concreto em um pilar de centro



Fonte: O autor

Analisando o Gráfico 13 e o Gráfico 14, é notável que ordem de grandeza dos momentos de segunda ordem dos pilares de centro, quando calculados pelos métodos do pilar padrão com rigidez κ aproximada (NBR 6118:2014) e pelo método baseado numa rigidez nominal

(Eurocode 2:2010), apresenta relativa sensibilidade a variação da área de seção transversal a explicação disso está nas equações, analisando-as, percebe-se que as dimensões (h_x e h_y) são utilizadas para a obtenção dos momentos. No entanto, é perceptível no Gráfico 13, que a variação não é linear com o aumento da área, isso provavelmente, devido ao cálculo está mais atrelado as dimensões (h_x ou h_y) da seção transversal, em que o momento de segunda deve ser considerado, do que a área em si.

Já se tratando do método amplificador dos momentos (ACI 318:2019), o comportamento do momento, para este caso apresentou-se semelhante ao que ocorreu com o método da NBR 6118, provavelmente porque em nenhum dos exemplos o fator amplificador chegou ao valor limite.

Em se tratando das áreas de aço, a calculada com base na NBR 6118:2014 apresenta curvatura semelhante à que ocorre com o momento, já se tratando da área de aço da Eurocode 2:2010, ela apresenta-se decrescente, do exemplo 1 para o exemplo 2 e crescente deste para o 2, com o aumento da área de seção transversal. Para os dois casos isso provavelmente ocorre devido à variação da dimensão da seção onde atua o momento, tornando-a mais ou menos resistente. Já a área calculada com base na ACI 318:2019, apresenta um crescimento linear, isso porque, em todos os casos, o resultado recaiu em área de aço mínima.

6 CONCLUSÕES

Assim foi possível observar que em todos os exemplos abordados, os resultados para os momentos de segunda ordem, calculados através do método da NBR 6118:2014, apresentaram-se como sendo os maiores. O segundo método mais conservador apresentou-se alternando-se, entre os resultados obtidos, pela Eurocode 2:2010 e a ACI 318:2019, em alguns casos a norma europeia era mais conservadora e em outros a norma americana.

Em se tratando de área de aço, em todos os casos a norma Brasileira, foi a que apresentou maior área de aço, seguido na grande maioria dos casos pela norma Europeia, consequentemente a norma Americana foi a que apresentou as menores áreas, na maioria dos exemplos analisados.

Tomando uma média dos resultados obtidos, foi possível perceber que os momentos calculados com base na NBR 6118:2014, foi 55,51% maior que a norma americana e 35,61% maior que os valores obtidos pelo método da Eurocode 2:2010, em pilares de canto, nos laterais os resultados foram em média 49,74% maior que a norma ACI 318:2019 e 89,51% maior que os valores obtidos pelo método da Eurocode 2:2010 e quando comparados os valores dos pilares de centro, o método do pilar padrão com rigidez k aproximada foi 67,12% maior que o método da amplificação dos momentos e 83,76% maior que os valores obtidos pelo método da Eurocode 2:2010.

Do mesmo modo, pode-se observar que as áreas de aço calculadas, os resultados da NBR 6118:2014, assim como os resultados dos momentos de segunda ordem, foram os maiores obtidos para os três tipos de pilares, sendo 55,21% maior que os resultados obtidos pela norma americana e 59,32% maior que os valores obtidos com base na Eurocode 2:2010, para os pilares de centro. Já para os pilares laterais, os valores foram 139,5% maiores que os da ACI 318:2019 e 86,26% maior que os valores da Eurocode 2:2010 e para os de canto foram 287,36% maiores que os valores encontrados pela norma Americana e 26,67% maiores que os valores da Eurocode 2:2010.

Tais resultados, podem ser explicados tomando o fato de que cada norma apresenta suas simplificações e coeficientes de ponderação próprios e com valores distintos, assim como foi explicado na seção de resultados. Ainda pode-se destacar as diferentes solicitações internas que surgem nos pilares, devido ao seu posicionamento em planta.

Como propostas de continuações do presente trabalho, pode-se destacar:

- Avaliar os resultados para concretos com diferentes f_{ck} 's, por exemplo: concretos de 35, 40 Mpa, além dos concretos de alta resistência.
- Comparar os resultados deste trabalho com os resultados obtidos seguindo a norma Canadense.
- Avaliar, do ponto de vista financeiro quais resultados serão mais econômicos.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALENCAR, Vinícius Borges Sampaio de. **ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE NBR 6118:2014 E EUROCODE 2/2010 EM ESTRUTURAS PROTENDIDAS**. 216. 58 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Católica de Brasília, Brasília, 2016.

AMARAL, Carolina Molin do. **ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE PILARES-PAREDE CONFORME AS NORMAS NBR 6118:2014 E ACI 318:2014**. 2018. 91 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318: Requirements for Structural Concrete and Commentary**. Farmington Hills, MI/USA, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Flexão Composta e pilares de Concreto Armado**. Bauru: Unesp, 2021. 183 p. Disponível em: <https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Pilares.pdf>. Acesso em: 01 fev. 2023.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Fundamentos do Concreto Armado**. Bauru: Unesp, 2019. 89 p. Disponível em: <https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Fundamentos%20CA.pdf>. Acesso em: 01 fev. 2023.

CECCON, Jorge Luiz; FRANÇA, Ricardo Leopoldo e Silva. **ANÁLISE DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM PILARES SOLICITADOS A FLEXÃO OBLÍQUA COMPOSTA**. 2008. Disponível em: https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-07112008-105053/publico/Artigo_Tese.pdf. Acesso em: 23 maio 2023.

COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. **Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Bruxelas, 2010.

COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. **Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules and rules for buildings**. Bruxelas, 2010.

CORTÁZIO, Leandro Canto. **COMPARAÇÃO DOS EFEITOS LOCAIS DE SEGUNDA ORDEM EM PILARES ANALISADOS SEGUNDO RECOMENDAÇÕES DAS NORMAS NBR 6118/2007 E EUROCÓDIGO 2/2010**. 2012. 42 f. TCC (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

EVERARD, Noel. J.; ISSA, Mohsen A.. **Short Column Design**. Ottawa: 2009. p. 200-313. Disponível em: <http://by.genie.uottawa.ca/~murat/Chapter%203%20SP17%20-%2009-07.pdf>. Acesso em: 01 dez. 2022.

LIMA, Aline da Silva. **Comparação entre o dimensionamento de pilares-parede segundo as normas NBR 6118:2014 e NBR 6118:2003 e o Eurocode 2**. 2016. 54 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2016

OLIVEIRA, Arthur Hockmuller Carpes Rodrigues de. **ESTUDO COMPARATIVO DA CONFIABILIDADE DE PILARES DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADOS DE ACORDO COM A NORMA BRASILEIRA NBR 6118:2014 E COM O CÓDIGO**

AMERICANO ACI 318:2014. 2018. 155 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

PAIXÃO, Eubert Almeida. **ESTUDO COMPARATIVO DA NBR 6118 E EUROCODE 2 NO DIMENSIONAMENTO DE PILARES ISOLADOS DE CONCRETO CONVENCIONAL E DE ALTO DESEMPENHO EM ESTRUTURAS DE NÓS FIXOS.** 2019. 194 f. TCC - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2019.

PINHEIRO, L.M. ; BARALDI, L.T. ; POREM, M.E. Estruturas de Concreto: Ábacos para Flexão Oblíqua. São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, USP, 2009, 108p. Disponível em <https://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Pilares.pdf>. Acesso em: 01 fev. 2023

PORTO, Thiago Bomjardim; FERNANDES, Danielle Stefane Gualberto. **Curso Basico de Concreto Armado:** conforme nbr 6118/2014. São Paulo: Oficina de Texto, 2015. 211 p.

SCHNEIDER, Nelso. **NBR 6118/2014: Considerações sobre os efeitos de 2ª ordem em estruturas de concreto.** 2020. Disponível em: [https://nelsoschneider.com.br/nbr-6118-2014/#:~:text=Os%20efeitos%20de%202%C2%AA%20ordem%20globais%20s%C3%A3o%20aqueles%20que%20s%C3%A3o,solicitantes%20\(verticalais%20e%20horizontais\)..](https://nelsoschneider.com.br/nbr-6118-2014/#:~:text=Os%20efeitos%20de%202%C2%AA%20ordem%20globais%20s%C3%A3o%20aqueles%20que%20s%C3%A3o,solicitantes%20(verticalais%20e%20horizontais)..) Acesso em: 01 jan. 2023.

VENTURINI, W.S. ; RODRIGUES, R.O. Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta. São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, USP, 1987, 133p. Disponível em: <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto2>: Acesso em: 01 fev. 2023