

# ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA INTRODUÇÃO DO COEFICIENTE DE FRAGILIDADE $\eta_c$ PELA ABNT NBR 6118:2023 NA RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO

## ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF THE INTRODUCTION OF THE FRAGILITY COEFFICIENT $\eta_c$ BY ABNT NBR 6118:2023 ON THE FLEXURAL RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS

HERIC HENRIQUE ALVES BATISTA<sup>1</sup> – herichenrique@gmail.com  
DIONISIO PALHARINI JUNIOR<sup>2</sup> – dionisio.junior@umfg.edu.br

---

1. Acadêmico do curso de graduação do curso de Engenharia Civil da Faculdade UMFG.

2. Professor Orientador. Faculdade UMFG - Rod PR-082 KM 468 - Lote 45/46 - Gleba, R. Ribeira, Cianorte - PR, 87200-000.

Recebido em 05/12/2024. Publicado em 03/02/2025

### RESUMO

A recente atualização da norma brasileira de Projeto de Estruturas de Concreto (ABNT NBR 6118:2023), que incorporou em seu texto uma nova formulação do diagrama tensão-deformação do concreto, incrementou o coeficiente de fragilidade  $\eta_c$  para concretos de classe superior a C40. Se faz necessário, portanto, novas análises e estudos para avaliar os impactos da utilização desse fator. Sendo assim, o presente trabalho busca analisar a influência da introdução do fator de fragilidade  $\eta_c$  na resistência à flexão de pilares de seção retangular de concreto armado. Para o estudo foram adotados concretos de classe C40 a C90 com diferentes taxas de armadura, realizando um comparativo entre as versões normativas da ABNT NBR 6118 de 2014 e 2023. Os resultados apontam que, para a seção abordada no estudo, a introdução do coeficiente de fragilidade  $\eta_c$  provocou uma redução significativa na resistência a flexão do pilar, uma vez que esse fator minor a resistência de concretos de alto desempenho, atentando a seu comportamento frágil. Além disso, evidencia-se numericamente que para pilares com baixas taxas de armadura, quanto maior a resistência do concreto, maior é a penalização da resistência pela introdução do coeficiente de fragilidade, variando de 0 a -18,3%. Diante disso conclui-se que a utilização de concretos de alto desempenho para pilares com baixa taxa de armadura foi a solução mais penalizada pela introdução desse novo coeficiente. Por fim, o estudo destaca a importância da constante avaliação e atualização de normas pelos profissionais, entendendo os seus impactos e considerando a crescente disponibilidade de novas tecnologias no mercado.

**Palavras-Chave:** Coeficiente de fragilidade; Pilares; Concreto de alta resistência; ABNT NBR 6118:2023; Resistência a flexão.

### ABSTRACT

The recent update of the Brazilian standard for Concrete Structure Design (ABNT NBR 6118:2023), which incorporated into its text a new formulation of the concrete stress-strain diagram, increased the fragility coefficient  $\eta_c$  for concretes of class higher than C40. Therefore, new analyses and studies are necessary to evaluate the impacts of using this factor. Therefore, this work seeks to analyze the influence of the introduction of the fragility factor  $\eta_c$  on the bending strength of reinforced concrete

columns with rectangular cross-sections. For the study, concretes of classes C40 to C90 with different reinforcement ratios were adopted, making a comparison between the normative versions of ABNT NBR 6118 from 2014 and 2023. The results indicate that, for the section addressed in the study, the introduction of the fragility coefficient  $\eta_c$  caused a significant reduction in the flexural strength of the column, since this factor reduces the resistance of high-performance concretes, taking into account their brittle behavior. In addition, it is numerically evident that for columns with low reinforcement ratios, the greater the resistance of the concrete, the greater the resistance penalty due to the introduction of the fragility coefficient, ranging from 0 to -18.3%. Therefore, it is concluded that the use of high-performance concretes for columns with low reinforcement ratios was the solution most penalized by the introduction of this new coefficient. Finally, the study highlights the importance of constant evaluation and updating of standards by professionals, understanding their impacts and considering the growing availability of new technologies in the market.

**Keywords:** Fragility coefficient; Pillars; High resistance concrete; ABNT NBR 6118:2023; Bending resistance.

## 1. INTRODUÇÃO

Os pilares caracterizam-se como sendo peças lineares de eixo reto, que são usualmente dispostos na vertical. Sua principal função é receber os esforços atuantes nos vários níveis de uma edificação e encaminha-los até os elementos de fundação.

A partir do surgimento de novas tecnologias e a evolução da construção civil, se faz necessário o dimensionamento de estruturas cada vez mais seguras e economicamente viáveis. Os diversos estudos apurados sobre o comportamento de pilares estruturais, métodos de dimensionamento, aliados aos avanços tecnológicos do concreto permitiram a construção de estruturas cada vez mais esbeltas (Schneider, 2020).

Por um lado, esses avanços permitiram a idealização de estruturas mais versáteis e ousadas, com projetos arrojados e ganhos com relação à área livre e liberdade de criação. No entanto a consequência principal desses avanços está relacionada com a maior probabilidade de se atingir um estado limite de instabilidade da estrutura, principalmente dos pilares, elementos destinados a receber e transmitir os esforços da estrutura para as fundações (Scadelai, 2004).

Com o crescente uso de elementos estruturais cada vez mais esbeltos, viu-se a necessidade de desenvolver concretes mais resistentes com o intuito de que estes atendam à segurança estrutural prevista nos projetos. Concretes com resistência superior a 50 MPa vêm sendo usados em diversas obras no Brasil. Diante disso, a Associação Brasileira de Normas Técnicas propôs uma revisão da NBR 6118 visando adequá-la ao diferente comportamento mecânico desses tipos de material (Cerutti, 2014).

Em 28 de agosto de 2023, foi apresentada a “NBR 6118:2023 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”, que propõe alterações e aprimoramentos na versão anterior, incorporando novas

metodologias e considerando avanços tecnológicos relevantes no campo da engenharia de estruturas (ABECE, 2023).

Segundo o Eng. Alio Kimura (2023), diretor adjunto de Normas Técnicas da ABECE e secretário da Comissão, o incremento mais relevante adicionado na norma foi o coeficiente de fragilidade  $\eta_c$ . Inspirado no Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2004), este coeficiente atua diminuindo a resistência de concretos acima de 50 MPa, que apesar de apresentarem maiores resistências, estas classes de concreto apresentam alta fragilidade e menores limites de deformação (Apud Schneider, 2023).

Entretanto, para Araújo (2024), possui algumas inconsistências técnicas na introdução desse fator, uma vez que esse fator foi extraído do projeto de revisão do Eurocode 2 (FprEN 1992-1-1:2022), o qual ainda não foi aprovado em definitivo. Segundo o autor, esse equívoco não tem grande impacto no dimensionamento de pilares submetidos a flexão simples e a flexão compostas com grandes excentricidades, porém resulta em um consumo excessivo de aço em verificações de flexo-compressão com pequenas excentricidades, situação mais comum em pilares. O autor ainda sugere que enquanto a Emenda da norma não for aprovada, o dimensionamento à flexão simples e composta continue sendo adotado o modelo previsto na NBR 6118:2014.

Posto isso, este presente trabalho busca estudar e analisar a influência da introdução do coeficiente de fragilidade de  $\eta_c$  no dimensionamento de pilares de seção retangular, adotando-se concretos de diferentes resistências e com diferentes taxas de armadura realizando um comparativo entre as versões normativas da ABNT NBR 6118 de 2014 e 2023.

Além disso, pretende investigar como as modificações propostas pela NBR 6118:2023 podem influenciar a concepção e a segurança dos pilares, a partir dos momentos resistentes obtidos para diferentes níveis de compressão.

Ao término deste estudo comparativo, espera-se que os profissionais e especialistas do setor possam ter uma visão mais clara das diferenças entre as duas normas e da importância de atualizações regulares no contexto das estruturas de concreto armado, contribuindo para uma tomada de decisão embasada, eficiente e segura no desenvolvimento de projetos estruturais.

## **2. REFERENCIAL TEÓRICO**

### **2.1 CONCRETOS DE ALTA RESISTÊNCIA**

Segundo Araújo (2010) a resistência do concreto está diretamente relacionada ao consumo de cimento e a quantidade de água utilizada, ou seja, à relação água-cimento. Outros fatores importantes são o grau de adensamento, tipos de agregados e eventuais aditivos. Na questão da quantidade de

água e cimento, quanto mais cimento é utilizado e menos água, maior é a resistência à compressão do concreto.

Isso significa que, para obter uma elevada resistência em um material multifásico como o concreto, deve-se reduzir a porosidade dos componentes de sua estrutura. Geralmente a porosidade da pasta e porosidade da zona de transição entre a pasta e os agregados determinam a resistência do concreto (Silva, 1995).

Além desses fatores na dosagem, de acordo com a ABESC (Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem do Brasil, 2007), os aditivos superplastificantes foram os responsáveis pelo avanço tecnológico do concreto, surgindo assim os concretos de alto desempenho (CAD) que incluem os concretos de alta resistência (CAR). Com esses aditivos, é possível fabricar concretos de baixíssima relação água-cimento, podendo reduzir em até 30% a quantidade de água e, conseqüentemente, aumento na sua resistência.

Uma característica importante de concretos com resistência superior a 50 MPa é a mudança nos seus limites de deformação, o que por sua vez altera o diagrama de tensão-deformação de modo particular. Assim, apesar de apresentarem maiores resistências, estas classes de concreto apresentam maior nível de fragilidade e menores limites de deformação. (Cerutti, 2014)

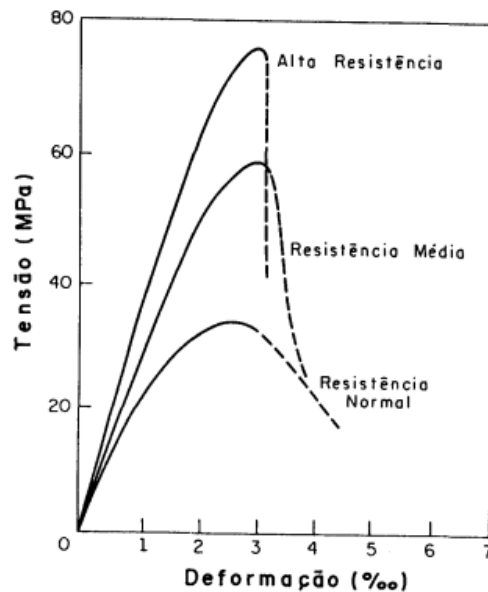
Nilson (1987, apud Silva, 1995) relata que para tensões da ordem de 65% da resistência existem poucas microfissuras nos concretos de alta resistência. Começam a surgir microfissuras isoladas na zona de transição por volta de 80% a 90% da tensão máxima. Até esse nível, observa-se um comportamento praticamente elástico-linear. A partir daí, então, com a evolução das microfissuras, a forma do diagrama tensão-deformação passa a ser curva.

Devido à maior resistência na zona de transição, a microfissuração se manifesta a níveis mais altos de tensão nos concretos de alta resistência. A ruptura do material ocorre de maneira brusca e frágil, após ser alcançada a tensão máxima (Nilson, 1987, apud Silva, 1995).

Traduzindo ao gráfico de tensão-deformação: quanto maior a resistência, mais inclinado e linear é o segmento inicial da curva, o que resulta em um aumento do módulo de deformação longitudinal. Além disso, a deformação correspondente à tensão máxima aumenta, enquanto a deformação última diminui. Assim, à medida que a resistência do concreto aumenta, o trecho da curva que representa a fase de endurecimento inicial torna-se mais pronunciado e menos extenso, indicando uma maior fragilidade do material (Almeida *et al*, 2024).

A Figura 1 mostra diagramas tensão-deformação típicos do concreto.

Figura 1 – Diagrama tensão-deformação típicos do concreto.



Fonte: Silva (1995, p. 27).

## 2.2 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO

A representação da relação entre tensão e a deformação no concreto sob compressão é visualizada por meio de um gráfico simplificado, traçando a variação da tensão (a força aplicada por unidade de área) em relação à deformação (mudança na forma do material) ao longo do tempo (Campos Filho, 2014).

Inicialmente, em estágios de baixa tensão, o concreto apresenta um comportamento elástico, onde retorna à sua forma original quando a carga é removida. Nesta fase, a relação entre tensão e deformação é linear, governada pelo módulo de elasticidade do concreto. Contudo, conforme a tensão aumenta, o concreto começa a sofrer deformações permanentes, entrando na fase plástica (Sodero, 2016).

Na fase plástica, a relação entre tensão e deformação deixa de ser linear, e o concreto apresenta uma deformação crescente para cada aumento adicional na tensão aplicada. Gradualmente, o material alcança sua máxima resistência e começa a perder sua capacidade de suportar mais tensões, entrando na fase de ruptura ou colapso (Sodero, 2016).

O Diagrama tensão-deformação é descrito pelas equações de 1 a 3:

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^n \right], \text{ se } \varepsilon_c < \varepsilon_0 \quad (1)$$

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd}, \text{ se } \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u \quad (2)$$

$$\sigma_c = 0, \text{ se } \varepsilon_c > \varepsilon_u \quad (3)$$

Onde:

$\sigma_c$ : tensão à compressão do concreto;

$\varepsilon_c$ : deformação específica do concreto;

$\varepsilon_0$ : deformação específica inicial;

$\varepsilon_u$ : deformação específica do aço na ruptura;

$f_{cd}$ : resistência de compressão de cálculo.

Conforme se observa, a máxima tensão de compressão é igual a  $\sigma_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd}$ . Esse mesmo diagrama é apresentado no  $\varepsilon_c^2$  conforme Figura 4, com a única diferença que a tensão máxima permitida pelo  $\varepsilon_c^2$  é igual a  $f_{cd}$  (Araújo, 2023).

## 2.3 FRAGILIDADE DO CONCRETO

Segundo Muttoni, Ruiz e Moccia (2017), para Concretos de Alta Resistência, é necessário levar em consideração a diferença de resistência de um corpo de prova cilíndrico submetido a tensões de compressão sem perturbações, com tensão efetiva do membro estrutural. Esse fator pode ser um bom parâmetro para levar em conta a fragilidade do CAR e ou a falta de capacidade de adaptação plástica para redistribuir as tensões nos pontos de perturbação (apud Prado, 2023).

Apesar do concreto de alta resistência permitir que as estruturas sejam mais esbeltas e tenha maior durabilidade, ele se torna desvantajoso estruturalmente em relação ao concreto de resistência comum, apresentando um comportamento frágil (Prado, 2023). Diante disso, Muttoni, Ruiz e Moccia (2017), realizaram um estudo no qual compararam a capacidade de carga de 207 corpos de prova da bibliografia e compararam com os resultados obtidos através da equação de cálculo de capacidade de pilares ensaiados com cargas centradas (Figura 2), utilizando a contribuição do aço (apud Prado, 2023, p. 31).

Para cálculo da capacidade de pilares ensaiados com cargas centradas, utilizando a contribuição do aço, foi utilizado a seguinte equação:

$$N_R = \sigma_S \cdot A_S + f_c \cdot A_C \quad (4)$$

Onde:

$\sigma_S$ : tensão atuante no aço, usualmente  $f_y$ ;

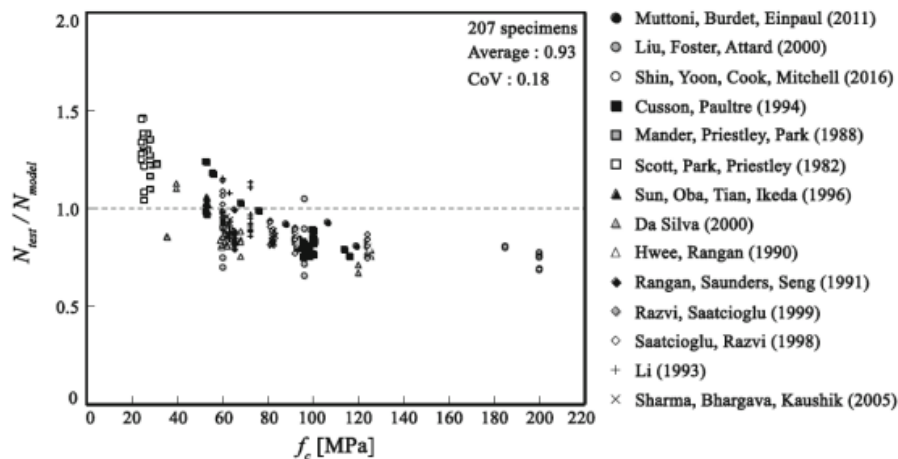
$A_S$ : área da seção transversal das barras de aço;

$f_c$ : a resistência média à compressão em cilindros de concreto no momento do ensaio;

$A_C$ : área útil da seção de concreto (descontando a área da barra de aço).

Nota-se que nessa expressão não é utilizado nenhum fator adicional para levar em consideração a fragilidade do concreto.

Figura 2 – Comparação de resultados entre os ensaios e a Equação (4).



Fonte: Muttoni, Ruiz e Moccia (apud. Prado, 2023, p. 39)

Nos resultados mostrados na Figura 2, fica claro que a Equação 4, superestima a capacidade de carga para concretos de alta resistência ( $N_R > 50MPa$ ), não apresentando segurança para essa faixa de resistência de concreto. Para concretos de baixa resistência, ocorre o oposto, ficando a equação utilizada muito conservadora. Posto isto, esse resultado mostra que a Equação 4 não deveria ser utilizada sem modificações para pilares com concreto mais resistentes. Sendo que para esse primeiro ensaio, foi desprezado o efeito do confinamento dos estribos (Prado, 2023).

Segundo Muttoni, Ruiz e Moccia (2017), esses resultados mostram a necessidade de se utilizar um coeficiente de fragilidade ( $\eta_{f_c}$ ) para concretos de alta resistência. Esse fator pode ser encontrado no fib Model Code 2010 (2013), e ele penaliza a resistência do concreto em peças de concreto armado com armadura longitudinal comprimida e com estribos (Apud Prado, 2023).

Assim, Muttoni, Ruiz e Moccia (2017) sugeriram utilizar o fator de fragilidade, encontrado no fib, Model Code 2010 (2013), nos cálculos de resistência dos pilares ensaiados. A nova equação é dada por:

$$N_R = \sigma_S \cdot A_S + \eta_{fc} \cdot f_c \cdot A_c \quad (5)$$

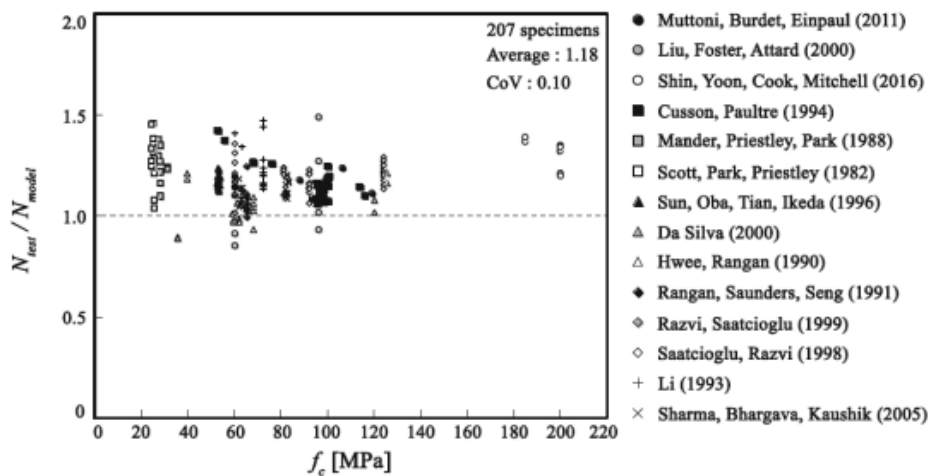
Onde:

$\eta_{fc}$  é calculado da seguinte forma:

$$\eta_{fc} = \left( \frac{30}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1, \text{ onde } f_{ck} \text{ é dado em MPa} \quad (6)$$

Muttoni, Ruiz e Moccia (2017) recalcularam os resultados apresentados na Figura 2 e apresentaram os resultados, considerando o fator de fragilidade do concreto na Figura 3:

Figura 3 – Comparação de resultados entre os ensaios e a equação do EUROCODE (2004) considerando o  $\eta_{fc}$  (com limitação de deformações)



Fonte: Muttoni, Ruiz e Moccia (apud. Prado, 2023, p. 42)

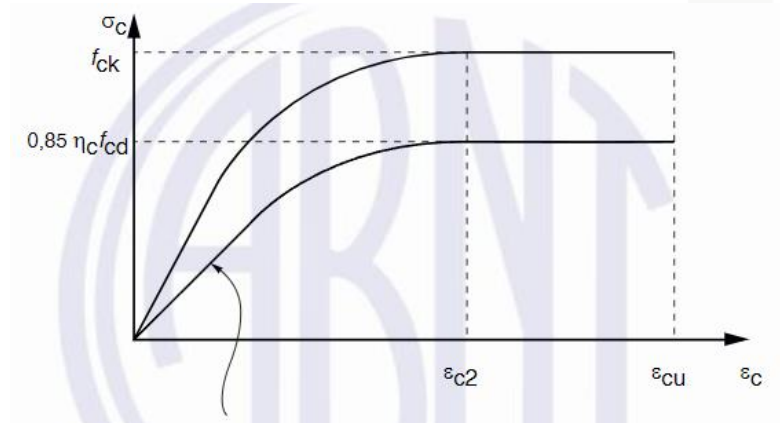
Nota-se que considerando o fator de fragilidade do concreto ( $\eta_{fc}$ ), os resultados obtidos são satisfatórios atendendo o limite de segurança desejado. Muttoni e Ruiz e Moccia (2017) apresentaram a importância de se considerar um fator de fragilidade para concretos de alta resistência, pela sua falta de capacidade de adaptação plástica. Diante disso, esse fator passou a ser utilizado na nova versão da norma brasileira ABNT NBR 6118, que a partir de agora considera seus efeitos nos cálculos de pilares.

A ABNT NBR 6118:2023, apresenta fatores importantes para análise e projeto desses

elementos estruturais. Segundo a Norma, “Para tensões de compressão menores que  $0,5 f_c$ , pode-se admitir uma relação linear entre tensões e deformações, adotando-se para módulo de elasticidade o valor secante dado pela expressão constante no item 8.2.8 da norma”.

Entretanto, quando se trata de análise no estado-limite-último, ou seja, em situações que o pilar está submetido a uma carga que o leva ao seu limite de resistência, a norma cita que “Para análises no estado-limite último, podem ser empregados o diagrama de tensão deformação idealizado (mostrado na figura 4) ou as simplificações propostas na Seção 17 da norma”.

Figura 4 – Diagrama tensão-deformação idealizado NBR 6118:2023



Fonte: ABNT (2023, p. 26)

$$\sigma_c = 0,85 \cdot \eta_c \cdot f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^n \right] \begin{cases} \text{Para } f_{ck} \leq 40 \text{ MPa: } \eta_c = 1,0 \\ \text{Para } f_{ck} > 50 \text{ MPa: } \eta_c = \left( \frac{40}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \\ \text{Para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa: } n = 2,0 \\ \text{Para } f_{ck} > 50 \text{ MPa: } n = 1,4 + 23,4 \left( \frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 \end{cases} \quad (7)$$

O tópico ( $f_{ck} > 50 \text{ Mpa}$ ) o apresentado na norma ABNT NBR 6118:2023, mostra ainda os valores a serem adotados para os parâmetros de deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico ( $\varepsilon_c^2$ ) e na ruptura ( $\varepsilon_{cu}$ ). Os valores adotados para  $\varepsilon_c^2$  e  $\varepsilon_{cu}$  variam de acordo com a classe de resistência do concreto ( $f_{ck}$ ), que é uma medida da capacidade de resistência à compressão do material. A norma estabelece as seguintes definições para esses parâmetros com base na classe de concreto:

- Para concretos de classes até C50

$$\varepsilon_c^2 = 2,0 \text{ ‰} \quad (8)$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰} \quad (9)$$

- Para concretos de classes C55 até C90:

$$\varepsilon_c^2 = 2,0 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (10)$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} \cdot \left[ \frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4 \quad (11)$$

Essas equações permitem estimar as deformações específicas de encurtamento do concreto em diferentes fases de carregamento, ou seja, no início do patamar plástico e na ruptura.

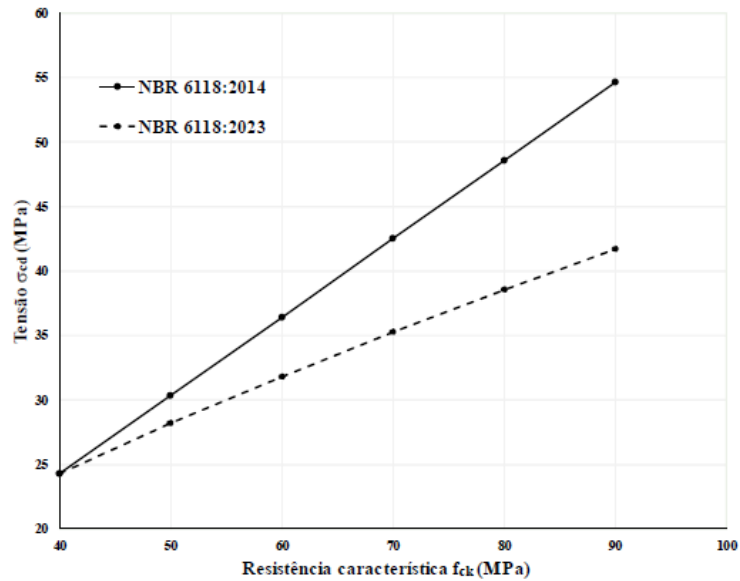
Tabela 1 – Parâmetros para definição dos diagramas tensão-deformação do concreto

<i>Classe</i>	<b>C40</b>	<b>C50</b>	<b>C60</b>	<b>C70</b>	<b>C80</b>	<b>C90</b>
<i>f<sub>ck</sub></i>	40	50	60	70	80	90
<i>n</i>	2,00	2,00	1,59	1,44	1,40	1,40
<i>ε<sub>c</sub><sup>2</sup></i>	0,20%	0,20%	0,23%	0,24%	0,25%	0,26%
<i>ε<sub>cu</sub></i>	0,35%	0,35%	0,29%	0,27%	0,26%	0,26%
<i>y<sub>c</sub></i>	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40
<i>f<sub>cd</sub></i>	28,57	35,71	42,86	50	57,14	64,29
<i>η<sub>c</sub></i>	1,00	0,93	0,87	0,83	0,79	0,76

Fonte: Borges, et al (2024)

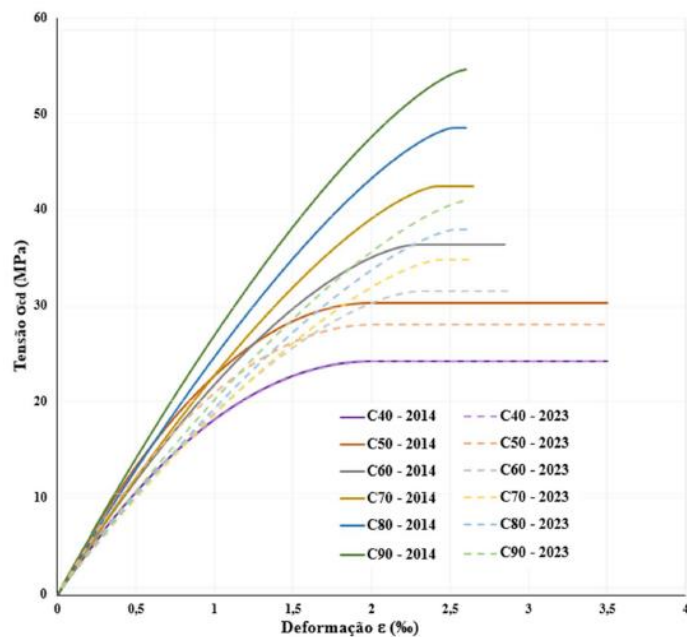
Na Figura 5 e na Figura 6 são apresentadas as máximas tensões de compressão de cálculo em relação ao fck e os diagramas tensão-deformação conforme os textos de 2014 e 2023, respectivamente, para classes de resistência C40, C50, C60, C70, C80 e C90 (Borges et al., 2023)

Figura 5 – Relação entre a máxima tensão de cálculo e resistência característica à compressão do concreto (fck)



Fonte: Borges, et al (2024)

Figura 6 – Diagramas tensão-deformação do concreto



Fonte: Borges, et al (2024).

## 2.4 PILARES

De acordo com a ABNT NBR 6118:2023, pilares são componentes lineares geralmente dispostos na vertical, caracterizados pela predominância das forças normais de compressão. Os principais pontos de análise no projeto estrutural de pilares incluem:

- a) A posição do pilar na estrutura;
- b) Tipo de excentricidade;

- c) Condições de contorno e características geométricas;
- d) Processo de cálculo dos efeitos de Segunda Ordem.

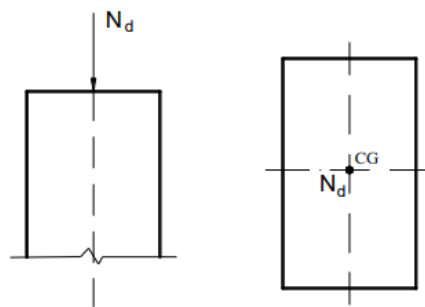
#### 2.4.1 Solicitações iniciais:

Segundo Bastos (2017, p. 04), os pilares podem estar submetidos a forças normais e momentos fletores, gerando solicitações de Compressão Simples e Flexão Composta.

##### a) Compressão Simples:

A compressão simples também chamada de compressão centrada ou compressão uniforme, é aquela cuja a aplicação da força normal  $Nd$  é no centro geométrico (CG) da seção transversal do pilar, cujas tensões na seção transversal são uniformes (Figura 7).

Figura 7 – Solicitação de compressão simples ou uniforme.



Fonte: Bastos (2017, p. 04)

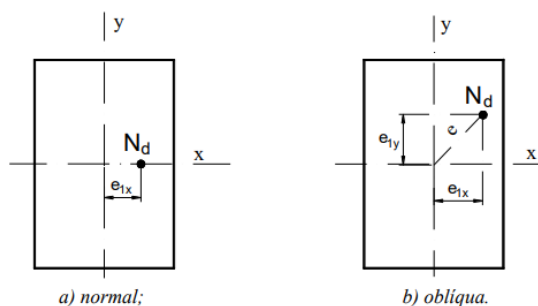
##### b) Flexão Composta:

Na flexão composta ocorre a atuação conjunta de força normal e momento fletor sobre o pilar. Há dois casos:

- Flexão Composta Normal (ou reta): existe a força normal e um momento fletor em uma direção, tal que  $Mdx = e1x \cdot Nd$  (Figura 3a);

- Flexão Composta Oblíqua: existe a força normal e dois momentos fletores, relativos às duas direções principais do pilar, tal que  $M1d,x = e1x \cdot Nd$  e  $M1d,y = e1y \cdot Nd$  (Figura 8).

Figura 8 – Tipos de flexão composta

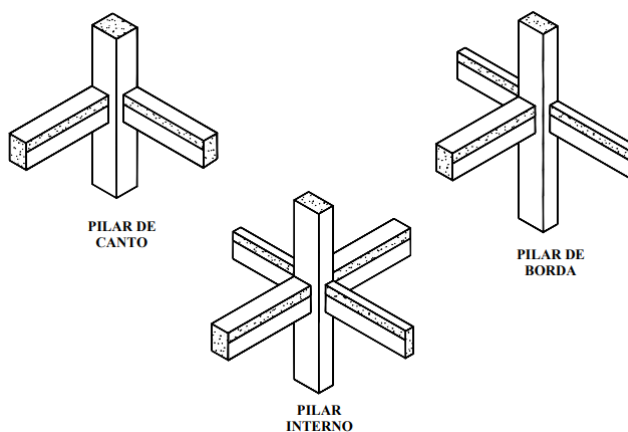


Fonte: Bastos (2017, p. 04)

Os pilares podem ainda ser classificados com relação às solicitações iniciais, como é mostrado na Figura 9.

- Serão considerados pilares internos aqueles que submetidos a compressão simples, ou seja, não apresentam excentricidades iniciais.
- Serão considerados pilares de borda, aqueles que as solicitações iniciais correspondem a flexão composta normal, ou seja, há excentricidade inicial em uma direção.
- Serão considerados pilares de canto, aqueles que estão submetidos a flexão oblíqua, ou seja, há excentricidade inicial em duas direções do pilar.

Figura 9 – Classificação quanto às solicitações iniciais.



Fonte: Scadelai (2004, p. 27)

#### 2.4.2 Não Linearidade Geométrica

A análise de uma estrutura considerando a não linearidade geométrica leva em conta seu equilíbrio em posição deslocada, ou seja, após ter sofrido uma mudança de posição no espaço. Por isso, sabendo-se que, após a aplicação de determinadas cargas, as estruturas sofrem consideráveis deformações, fica evidente a importância de se realizar essa análise. No caso de edifícios altos e esbeltos, o problema se volta principalmente às ações horizontais, que provocam deslocamentos e

acréscimos de esforços capazes colapsar a estrutura (PINTO, 1997, p. 34 Apud Boff, 2021).

### 2.4.3 Não Linearidade Física

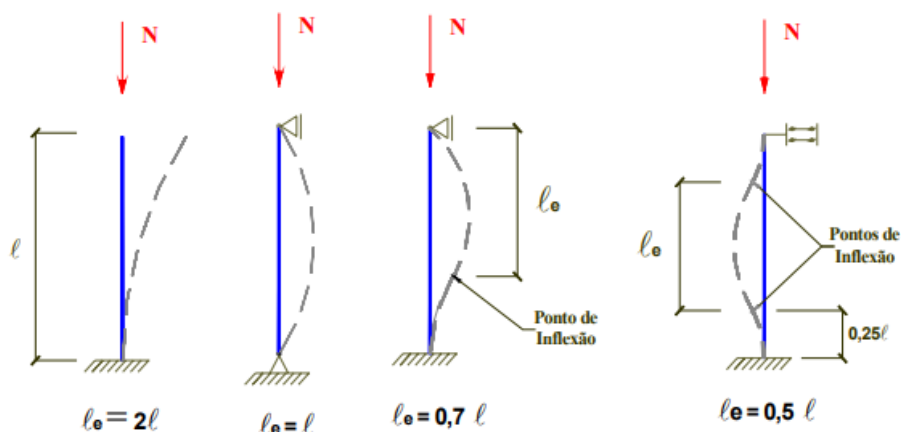
Ao contrário da não-linearidade geométrica, a não-linearidade física é uma propriedade intrínseca do material, e acarreta não-proporcionalidade entre causa e efeito, mesmo na teoria de 1ª ordem. Considerando-se uma estrutura de concreto armado, a não-linearidade física resulta da resposta não-linear do aço e do concreto. (Scadelai, 2004, p. 10).

### 2.4.4 Comprimento de Flambagem

Flambagem pode ser definida como o “deslocamento lateral na direção de maior esbelteza, com força menor do que a de ruptura do material” ou como a “instabilidade de peças esbeltas comprimidas”. A ruína por efeito de flambagem é repentina e violenta, mesmo que não ocorram acréscimos bruscos nas ações aplicadas. (Bastos 2017, p. 4)

O comprimento de flambagem depende da vinculação na base e no topo do pilar. Para a determinação do comprimento de flambagem de um pilar, considera-se sua deformação de flambagem quando ele se encontra submetido ao carregamento mais desfavorável. O comprimento de flambagem determinante corresponde, como indica na Figura 9, à distância entre os pontos de inflexão da deformada de flambagem do pilar. (Scadelai, 2004, p. 24).

Figura 10 – Comprimento de Flambagem.



Fonte: Scadelai (2004, p. 24)

### 2.4.5 Classificação dos Pilares quanto a esbelteza:

O índice de esbelteza é a razão entre o comprimento equivalente (de flambagem) e o raio de

giração, nas direções a serem consideradas (NBR 6118, 15.8.2):

A partir do índice de esbeltez ( $\lambda$ ), os pilares podem ser classificados em:

- Curto  $\rightarrow \lambda \leq 35$
- Médio  $\rightarrow 35 < \lambda \leq 90$
- Medianamente esbelto  $\rightarrow 90 < \lambda \leq 140$
- Esbelto  $\rightarrow 140 < \lambda \leq 200$

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

A ABNT NBR 6118:2023 não admite, em nenhum caso, pilares com  $\lambda$  superior a 200.

#### 2.4.6 Momento Mínimo:

Segundo a NBR 6118:2023 (Apud Benetti 2024, p. 16), podem ser feitas as substituições dos efeitos das imperfeições locais nos pilares, essas decorrentes de desaprumo e falta de retinidade no eixo do pilar em estruturas reticuladas, pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem conforme indicado na Equação 12.

$$M_{1d,min} = Nd (0,015 + 0,03 * h) \quad (12)$$

Sendo  $h$  a altura da seção transversal na direção considerada em metros. Dessa equação obtém-se a excentricidade mínima, exposta na Equação 13:

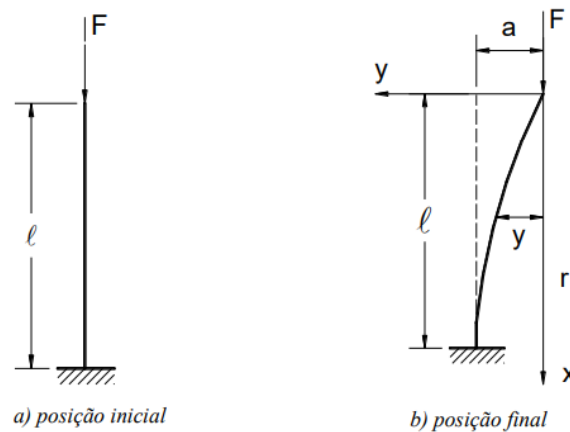
$$e_{1,min} = 0,015 + 0,03 * h \quad (13)$$

#### 2.4.7 Efeitos de Segunda Ordem:

Efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos numa análise de 1ª ordem, quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada. Esses efeitos podem ser desprezados quando não representem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes da estrutura. (Scadelai, 2004, p. 22).

De acordo com a NBR 6118:2023, sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços de 2ª ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2ª ordem. Nas barras da estrutura, como um lance de pilar, os respectivos eixos não se mantêm retílineos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo delas.

Figura 11 – Não-linearidade geométrica originando esforços de segunda ordem.



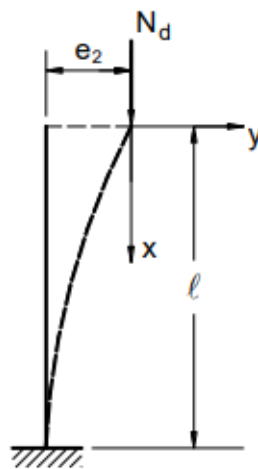
Fonte: Bastos (2017, p. 06)

#### 2.4.8 Pilar-Padrão

O pilar-padrão é uma simplificação do chamado “Método Geral”, o qual “Consiste na análise não linear de 2ª ordem efetuada com discretização adequada da barra, consideração da relação momento-curvatura real em cada seção e consideração da não linearidade geométrica de maneira não aproximada. O método geral é obrigatório para  $\lambda > 140$ .” (Bastos, 2017).

O pilar-padrão é uma barra engastada na base e livre no topo, com uma curvatura conhecida (Figura 12). É importante salientar que o método do pilar-padrão é aplicável somente a pilares de seção transversal constante e armadura constante em todo o comprimento do pilar.

Figura 12 – Pilar-padrão.



Fonte: Bastos (2017, p. 10)

#### 2.4.9 Método do Pilar Padrão de Curvatura Aproximada

De acordo com Scadelai (2004, p. 48), o método do pilar-padrão com curvatura aproximada é permitido para pilares de seção constante, de armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo e  $\lambda \leq 90$ . A não-linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a configuração deformada da barra seja senoidal. A não linearidade física é levada em conta através de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica. A excentricidade de segunda ordem  $e_2$  é dada pela seguinte equação:

$$e_2 = \left(\frac{l_e^2}{10}\right) * \left(\frac{1}{r}\right) \quad (14)$$

Onde:

$e_2$  = Excentricidade de segunda ordem;

$l_e$  = Comprimento equivalente;

$\frac{1}{r}$  = Curvatura na seção crítica, dada pela seguinte expressão:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (15)$$

Onde:

$h$  = Altura da seção na direção considerada;

$v = \frac{N_{sd}}{(A_c * F_{cd})}$  Força normal adimensional.

Assim, o momento total máximo no pilar é dado por:

$$M_{d,tot} = \left( \alpha * M_{1d,A} + Nd * \left(\frac{l_e^2}{10}\right) * \left(\frac{1}{r}\right) \right) \geq M_{1d,A} \geq M_{1d,mín} \quad (16)$$

#### 2.4.10 Método do Pilar Padrão com Rigidez K Aproximada

Ainda segundo Scadelai (2004, p. 48), a NBR 6118:2003, item 15.8.3.3.3, o método do pilar-padrão com rigidez  $k$  aproximada pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com  $\lambda \leq 90$ , seção retangular constante, armadura simétrica e constante ao longo do seu eixo. A não-linearidade geométrica deve ser considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja

senoidal. A não-linearidade física deve ser levada em conta através de uma expressão aproximada da rigidez.

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

$$M_{d,tot} = \frac{\alpha_b * M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 * \left(\frac{k}{v}\right)}} \geq M_{1d,A} \quad (17)$$

Onde:

$\alpha_b$  é o coeficiente que leva em conta a influência da forma do diagrama de momentos de 1ª ordem ao longo do pilar no valor de  $\lambda_1$ .

$k$  é a curvatura da rigidez adimensional, dado aproximadamente pela expressão:

$$k = 32 \left( 1 + 5 * \left( \frac{M_{d,tot}}{h * N_d} \right) \right) * v \quad (18)$$

Onde:

$h$  = Altura da seção na direção considerada;

$v = \frac{N_{sd}}{(A_c * F_{cd})}$  Força normal adimensional.

$M_{1d,A} \geq M_{1d,min}$  (ver item 2.4.5)

Observa-se que o valor da rigidez adimensional  $k$  é necessário para o cálculo de  $M_{d,tot}$  e para o cálculo de  $k$  utiliza-se o valor de  $M_{d,tot}$ . Assim, solução só é possível ser obtida por tentativas (usualmente duas ou três interações são suficientes), (Scadelai, 2004).

#### 2.4.11 Taxa Geométrica de Armadura Mínima e Máxima

Visando evitar a ruptura brusca da seção, a norma brasileira impõe o uso da armadura mínima. O item 17.3.5.3.1 da NBR 6118:2023 estabelece que a armadura longitudinal mínima pode ser calculada conforme a Equação 18. (Benetti, 2024, p. 18).

$$A_{s,min} = (0,15 * N_d / f_{yd}) \geq 0,004 * A_c \quad (19)$$

Ou seja, a taxa geométrica mínima de armadura longitudinal é 0,4%.

Com o objetivo de garantir um mínimo de ductilidade e espaço para a passagem e vibração

do concreto, a NBR 6118:2023 no item 17.3.5.3.2 estabelece que a armadura máxima não deve superar 8% da seção de concreto, considerando-se esse limite inclusive na região de transpasse da armadura. Assim, nas regiões fora das emendas a taxa de armadura longitudinal fica igual a 4%, pois, nas regiões de emendas tem-se o dobro do número de barras. (Benetti, 2024, p. 18).

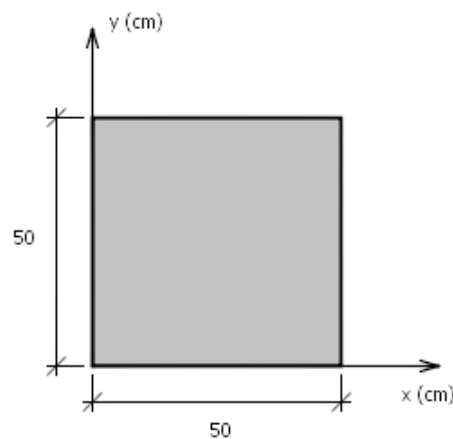
### 3. METODOLOGIA E MÉTODO

#### 3.1 Características do estudo

Este estudo pretende investigar e analisar a influência da introdução do fator de fragilidade de  $\eta_c$  no dimensionamento de pilares de seção retangular submetidos a compressão simples, em concretos de diferentes resistências, realizando um comparativo entre as versões normativas a ABNT NBR 6118 de 2014 e 2023.

Na figura 13 é apresentado a seção de concreto armado investigada, e na tabela 2 as solicitações consideradas no dimensionamento que são aplicadas no centroide da seção bruta de concreto.

Figura 13 – Seção de concreto armado bruta.



Fonte: Autor (2024).

Tabela 2 - Solicitações de compressão.

Combinação	Nsk (kN)
1	-250
2	-500
3	-1000
4	-2000
5	-3000
6	-4000

7	-5000
8	-6000
9	-7000
10	-8000
11	-9000
12	-10000

Foram realizadas verificações no ELU (Estado Limite Último), onde se refere ao limite máximo de carga ou deformação que uma estrutura pode suportar sem sofrer colapso ou falha estrutural.

Para o dimensionamento, foi analisado o comportamento do pilar para diferentes classes de concreto e taxas de armaduras. O pilar foi calculado com taxas variáveis de 1%, 2%, 4% e 8% de forma que fosse possível observar seu comportamento, com taxas de armadura mínimas e máximas aproximadas, segundo a ABNT NBR 6118:2023. Também foram alternadas as classes de concreto da menor para a maior, sendo elas C40, C50, C60, C70, C80 e C90.

Para o estudo, também são consideradas as seguintes informações:

- Pilar Bi apoiado;
- Comprimento da seção:  $L=300\text{cm}$
- Índice de esbeltez do pilar:  $=\lambda_x=\lambda_y=21$
- Cobrimento =  $3,0\text{ cm}$ ;
- Coeficiente de ponderação de resistência do concreto:  $\gamma_c = 1,4$ ;
- Coeficiente de ponderação de resistência do aço:  $\gamma_s = 1,15$ ;
- Coeficiente de ponderação de Estado Limite Ultimo (ELU):  $\gamma_f = 1,4$ ;
- Módulo de elasticidade do aço:  $E_s = 210\text{ GPa}$ ;
- Resistência característica do aço (CA-50):  $f_{yk} = 500\text{ MPa}$ ;

Como o Índice de Esbeltez do pilar em x e y foi igual a 21, foram desconsiderados os efeitos 2ª ordem local, pois o objetivo do trabalho não é avaliar o modelo de cálculo.

### 3.2 Dimensionamento do Pilar:

O dimensionamento do pilar de acordo com as normas NBR 6118:2014 e NBR 6118:2023, foram realizados através do software *Pcalc*. Esse software educacional é capaz de fornecer resultados precisos a respeito do dimensionamento e verificação de seções de concreto armado submetidas à flexão simples e flexo-compressão. Para o pilar foi realizado o método de dimensionamento Pilar-Padrão com curvatura aproximada que é permitido para pilares de seção constante, de armadura

simétrica e constante ao longo de seu eixo e  $\lambda \leq 90$ .

Entretanto, até a realização deste trabalho, o programa ainda não havia implementado o coeficiente de fragilidade, fornecendo resultados de acordo com a norma ABNT NBR 6118:2014. Foi necessário, portanto, considerar o efeito do fator redutor  $\eta_c$  modificando-se a resistência à compressão do concreto (Equação 20,21 e 22) quando considerado a ABNT NBR 6118:2023.

Para o dimensionamento do pilar pela ABNT NBR 6118:2014, os dados citados no item 3.1, foram inseridos no Pcalc e calculado no software.

Entretanto, para dimensionamento de pilares pela nova versão da norma ABNT NBR 6118:2023 foi ajustado o valor para  $f_{ck}$  para atender ao diagrama tensão-deformação atual, de forma que houvesse uma redução na resistência do concreto. Calculada pela seguinte expressão:

$$\eta_c = \left(\frac{40}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1, \text{ onde } f_{ck} \text{ é dado em MPa} \quad (20)$$

Portanto para  $F_{ck} = 50\text{MPa}$ :

$$\eta_c = \left(\frac{40}{50}\right)^{\frac{1}{3}} = 0,928 \quad (21)$$

Onde:

$$F_{ck} = 50 * 0,928 = 46,416\text{Mpa} \quad (22)$$

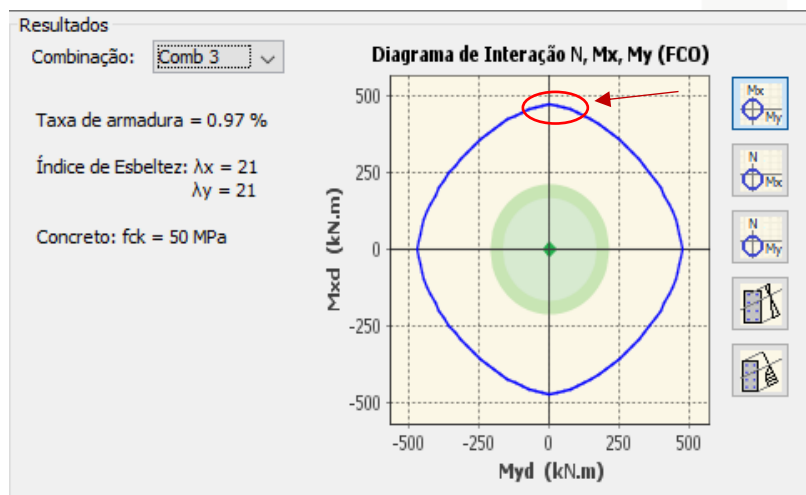
Tabela 3 – Redução do  $f_{ck}$  segundo o diagrama tensão deformação proposto pela NBR 6118-2023, para as seguintes classes de concreto analisadas.

<b>Classe</b>	<b>C40</b>	<b>C50</b>	<b>C60</b>	<b>C70</b>	<b>C80</b>	<b>C90</b>
<b><math>f_{ck} - 2014</math></b>	40	50	60	70	80	90
<b><math>f_{ck} - 2023</math></b>	40,000	46,416	52,415	58,088	63,496	68,683
<b><math>\eta_c</math></b>	1,000	0,928	0,874	0,830	0,794	0,763

Foram realizadas as verificações para as classes de concreto C40, C50, C60, C70, C80 e C90 (Tabela 3), de forma a observar os comportamentos para concretos de alta resistência.

Dentro do software, os resultados foram retirados de forma visual observando o maior momento resistente na envoltória do Diagrama de Interação para cada combinação de esforços.

Figura 14 – Coleta de resultados dentro do software Pcalc



Fonte: Autor (2024).

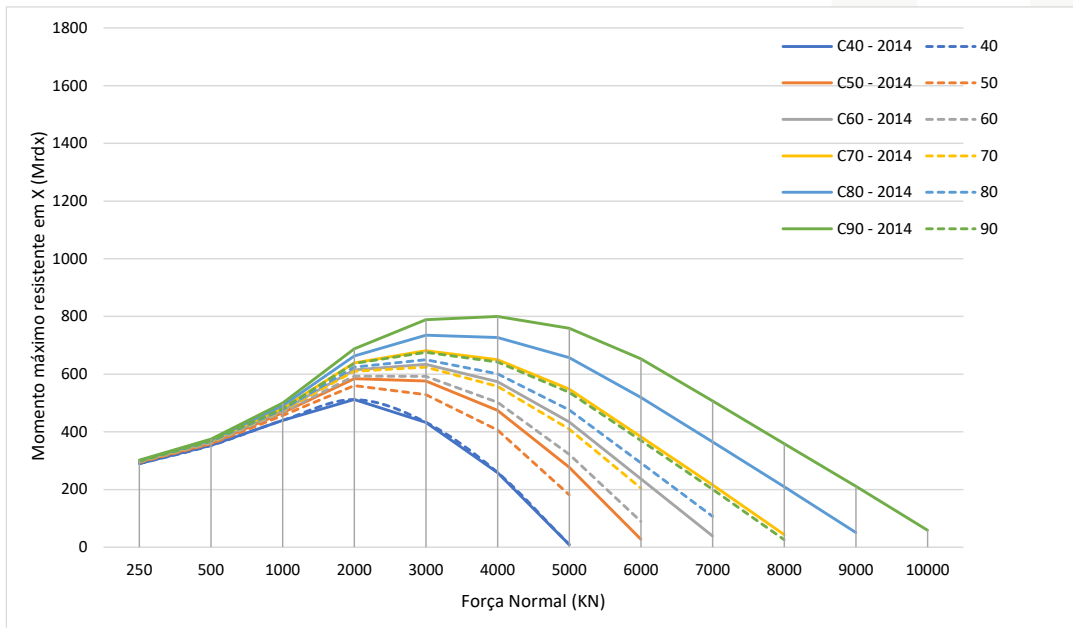
#### 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES:

Abaixo são apresentados os resultados obtidos para seção calculada para as diferentes taxas de armadura consideradas (Figuras 15,16,17 e 18), através de um gráfico composto por pares ordenados.

No eixo das abscissas (x) apresenta a progressão de esforços aplicados, enquanto no eixo das ordenadas (y) observa-se o máximo momento resistente em x para o pilar. Cabe ressaltar que pelo fato de o pilar ser quadrado, os resultados para direção x e y foram iguais.

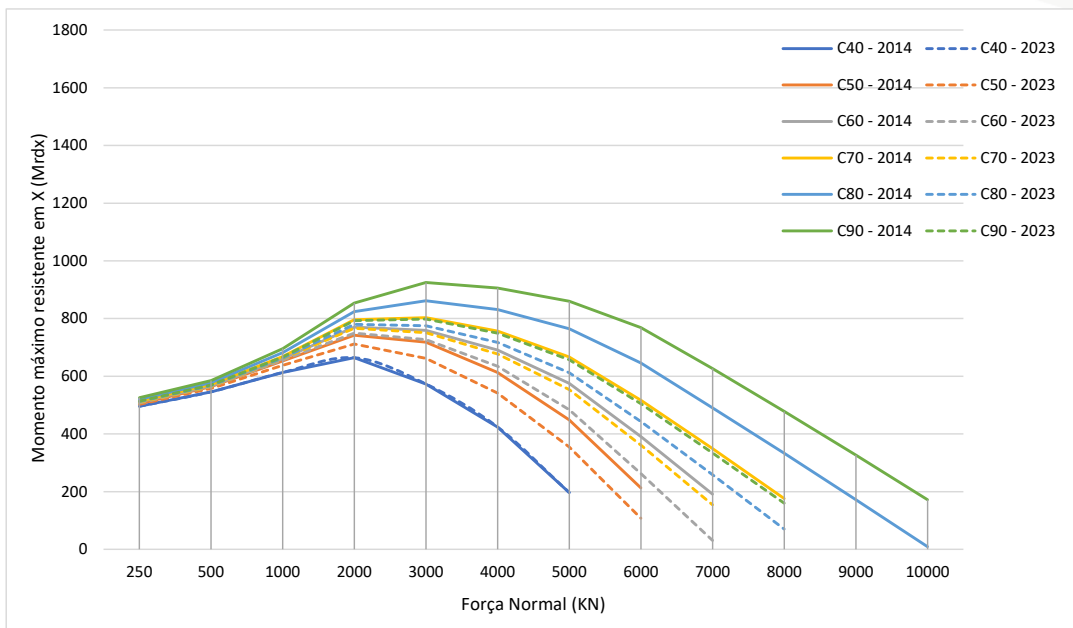
Os gráficos mostram os momentos resistentes correspondentes para cada combinação de esforços aplicados, de acordo com suas respectivas classes de concreto. Observa-se também que os gráficos assumem um formato parabólico, evidenciando os “picos” de máximos momentos resistentes, para cada classe de concreto.

Figura 15 – Relação entre momento máximo resistente em x *versus* força normal, para taxa de armadura de 1% de acordo com NBR 6118:2014 e 6118:2023



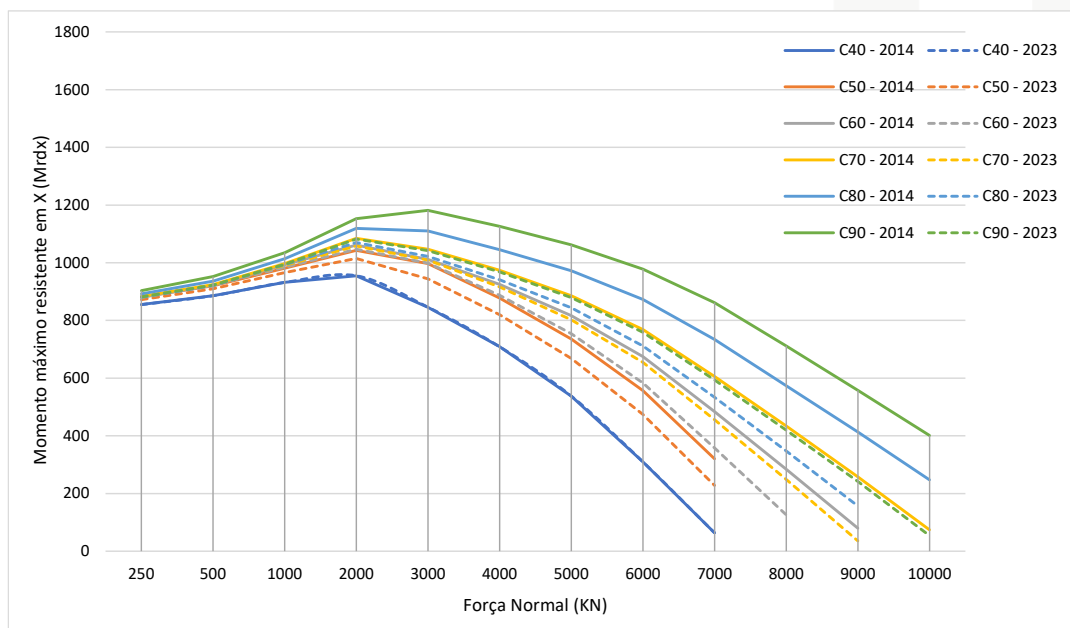
Fonte: Autor (2024).

Figura 16 – Relação entre momento máximo resistente em x *versus* força normal, para taxa de armadura de 2% de acordo com NBR 6118:2014 e 6118:2023



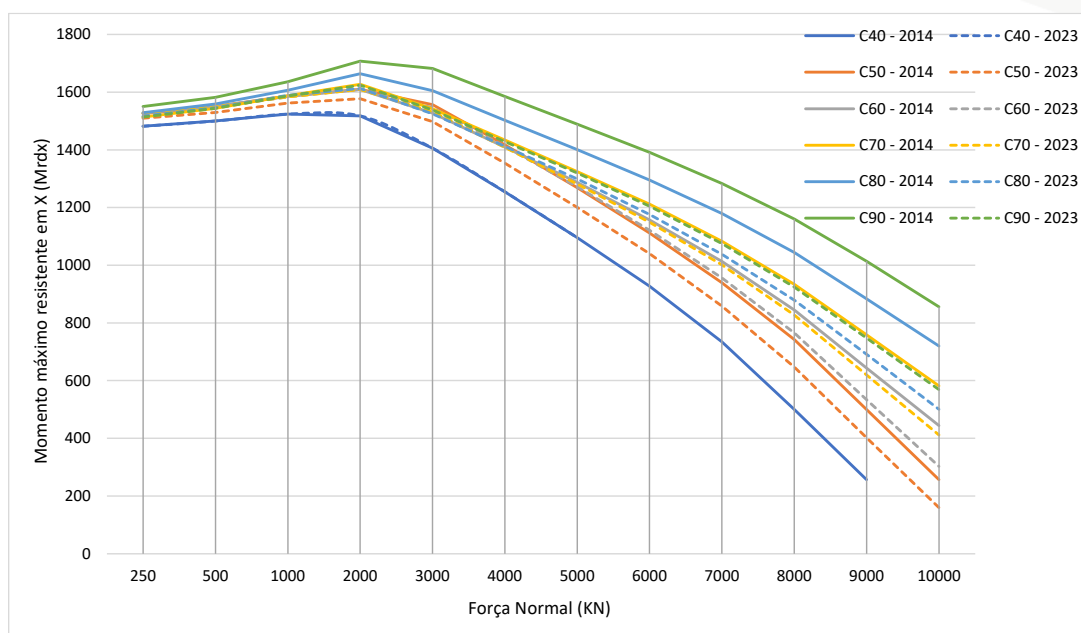
Fonte: Autor (2024).

Figura 17 – Relação entre momento máximo resistente em X *versus* força normal, para taxa de armadura de 4% de acordo com NBR 6118:2014 e 6118:2023



Fonte: Autor (2024).

Figura 18 – Relação entre momento máximo resistente em X *versus* força normal, para taxa de armadura de 8% de acordo com NBR 6118:2014 e 6118:2023



Fonte: Autor (2024).

Após a análise dos gráficos, observa-se claramente os efeitos da adição do coeficiente de fragilidade pela nova norma, demonstrando a penalização que ocorre na resistência à flexão dos pilares submetidos a diferentes níveis de compressão.

Os maiores momentos fletores resistentes observados para todas as classes de concreto ocorreram com a aplicação de esforços entre 2000kN a 4000kN para a taxa de 1% de armadura, valores entre 2000 kN e 3000 kN para taxas de 2 e 4% de armadura e valores todos próximos a 2000

kN para taxa de 8% de armadura.

Os resultados indicam, portanto, que conforme há o aumento da taxa de armadura, maior a tendência de uniformização da resistência do pilar, independentemente da resistência do concreto ou da versão da norma adotada. Observando-se o primeiro gráfico (Figura 15) e o último gráfico (Figura 18) fica nítida a aproximação que ocorre entre os momentos máximos resistentes.

Observou-se também que, para valores baixos de força normal, o momento resistente foi semelhante entre todas as classes de concreto utilizadas, independentemente da norma imposta (NBR 6118 de 2014 ou 2023). Isso indica que, sob baixa carga aplicada, o pilar não apresenta redução significativa de resistência, em relação as duas versões da norma.

A Tabela 4 apresenta o percentual de redução de resistência observado comparando as duas versões da NBR 6118, 2014 e de 2023.

Tabela 4 – Percentual de redução de resistência, em comparativo com as duas versões da NBR 6118

$\% \rho_s$	C40	C50	C60	C70	C80	C90
1%	0,0%	-4,3%	-6,9%	-9,1%	-13,1%	-18,3%
2%	0,0%	-4,2%	-2,8%	-4,8%	-10,5%	-15,9%
4%	0,0%	-2,8%	-1,3%	-2,6%	-4,6%	-9,2%
8%	0,0%	-2,1%	0,0%	-1,1%	-3,2%	-5,2%

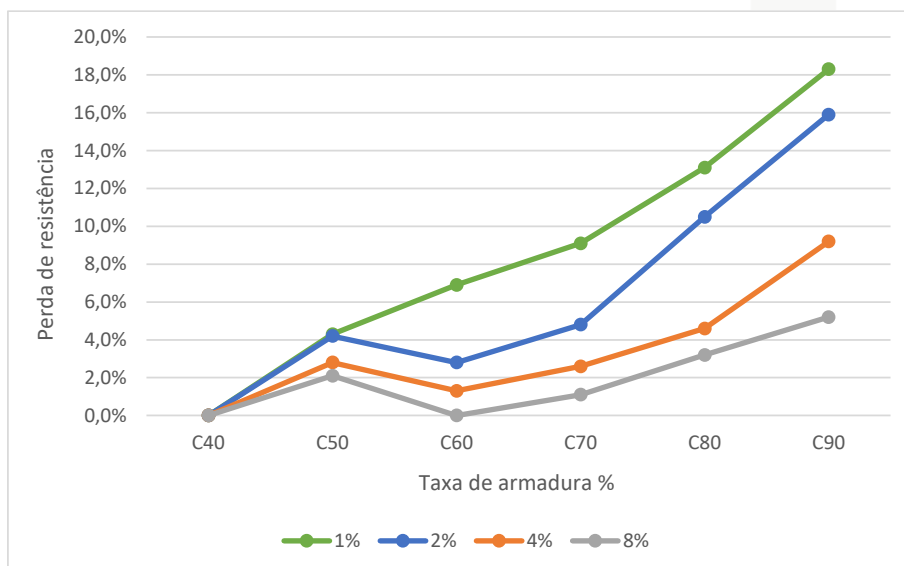
Fonte: Autor (2024).

Analisando os percentuais mostrados, a Tabela 4 evidencia numericamente que para pilares com baixas taxas de armadura, quanto maior a resistência do concreto maior a penalização da resistência pela introdução do coeficiente de fragilidade, variando de 0% a -18,3%.

Observou-se também que, para taxas de aço de 8%, foi obtido a menor redução média entre as duas versões da norma, podendo até eliminar essa diferença para classe de concreto C60, com um percentual de redução próximo a 0%.

Para melhor visualização, a Figura 18 apresenta linhas de tendência de redução da resistência à flexão do pilar com a introdução do coeficiente de fragilidade pela nova norma.

Figura 19 – Percentual de redução de resistência, em comparativo com as duas versões da NBR 6118



Fonte: Autor (2024).

Nota-se, de maneira geral, que houve um aumento na perda da resistência à flexão conforme o aumento da resistência do concreto em todos os casos, indicando a efetividade da adoção do coeficiente de fragilidade em praticamente todos os casos. Vale ressaltar, a intensidade dessa redução que foi maior quanto menor a taxa de armadura do pilar.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS:

Com base nos resultados, após o estudo com relação a resistência característica do concreto armado, pôde-se concluir que os efeitos causados pela introdução do fator de fragilidade têm impacto significativo no dimensionamento de pilares compressão simples, e por isso sua consideração é de extrema importância. Uma vez, que esse fator reduz a resistência de concretos de alto desempenho, atentando-se a seu comportamento frágil, torna-se o dimensionamento de estruturas com novas tecnologias mais prático e seguro.

Ressalta que a adoção do coeficiente de fragilidade foi efetiva em todos os casos observados, reduzindo assim a resistência a flexão do pilar para todas as classes de concreto de alta resistência analisados.

Para concretos C90 foi observada a maior perda de resistência quando comparado a norma de 2014 à norma de 2023, chegando a uma redução de até 18,3% para taxas de armadura de 1%, o que demonstra uma certa desvantagem na resistência à flexão quando se utiliza concretos de alto desempenho com baixas taxas de armadura.

Entretanto, para baixas taxas de armadura, os ganhos de resistência a flexão obtidos com a utilização de concretos de alta resistência tornam-se mais relevantes para um mesmo nível de

compressão do que para altas taxas de armadura. Isso ocorre porque, quanto maior a taxa de armadura, menor é a dependência da resistência do concreto, logo menor é o impacto causado pelo coeficiente de fragilidade.

Conclui-se então que, com a introdução do coeficiente de fragilidade no dimensionamento de pilares submetidos a flexão, há uma necessidade de um consumo maior de área de aço elevando os custos da obra. Porém, também é alcançado maiores níveis de segurança do que os estabelecidos na norma anterior.

Assim, destaca-se a importância do estudo e da constante atualização das normas brasileiras, considerando a crescente disponibilidade de novas tecnologias de concreto no mercado, de modo a atender e acompanhar o desenvolvimento da construção civil.

## **5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS:**

A partir deste estudo, sugere-se uma análise complementar avaliando o percentual de aumento do consumo de aço e do aumento de custo, em relação a versão ABNT NBR 6118:2014, comparando-a com a atualização atual.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, por me dar a oportunidade de chegar até aqui, e poder me dar sabedoria e força para sempre seguir adiante.

Aos meus pais, Marcos Vinicius e Adriana Alves, que foram minha base e minha inspiração durante toda minha trajetória. Agradeço pelo amor incondicional, pelos ensinamentos e pelo apoio constante, que me deram forças para superar os desafios e chegar até aqui.

À minha amada namorada, Lara Merlo, pelo apoio incansável, amor, paciência e incentivo ao longo de toda a minha graduação. Sua confiança em mim, mesmo nos momentos de maior desafio, foram uma fonte de motivação.

Aos meus irmãos Victor Vinicius e Matheus Felipe, por sempre estarem ao meu lado, mesmo distantes foram fonte de inspiração e exemplo para mim.

Ao meu professor e Orientador Dionísio Palharini, que sempre foi símbolo de inspiração e comprometimento durante todos esses anos de graduação, passando ensinamentos impagáveis para ao longo do curso.

Aos outros familiares, que não citarei todos os nomes, mas que sempre me apoiaram e me incentivaram a continuar.

Aos meus amigos, que se tornaram minha família ao longo de toda graduação e sempre se

mostraram dispostos, fazendo as aulas mais alegres e leves.

À Faculdade UMFG, especialmente à Professora Bruna Palharini responsável pela Coordenação do Curso de Engenharia Civil, e que sempre se propôs a buscar e oferecer qualidade técnica de ensino para os alunos.

Enfim, obrigado a todas as pessoas que de alguma forma passaram em minha vida e contribuíram para que eu realizasse esse sonho. Levarei cada um em minha memória para sempre. Muito Obrigado!

### **REFERÊNCIAS:**

ALMEIDA, Davi. Et al. **Avaliação da influência do novo fator de fragilidade  $\eta_c$  na taxa de armadura de vigas de concreto armado com seções retangulares.** Revista: Contribuciones a las ciencias sociales, São José dos Pinhais, v. 17, n.8, p. 01-18, 2024.

ÁRAUJO, José. **Considerações do Autor sobre a Nova NBR-6118-2023.** Editora Dunas, 2024. Disponível em: [https://www.editoradunas.com.br/NBR\\_6118\\_2023.html](https://www.editoradunas.com.br/NBR_6118_2023.html). Acesso em: 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL. **Lançada a nova ABNT NBR 6118:2023.** 2023. ABECE. Disponível em: <https://site.abece.com.br/lancada-a-nova-abnt-nbr-61182023/>. Acesso em: 30 jun. 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DE SERVIÇOS DE CONCRETAGEM DO BRASIL. **Manual do Concreto Dosado em Central.** São Paulo, 2007.

BASTOS, Paulo. **Pilares de Concreto Armado: Notas de Aula.** Universidade Estadual Paulista, UNESP. Bauru – SP, 2017.

BASTOS, Paulo. **Flexão Composta e Pilares de Concreto Armado.** Universidade Estadual Paulista, UNESP. Bauru – SP, 2021.

BENETTI, Camila. **Análise da Influência do Fator de Fragilidade  $\eta_c$  no Dimensionamento de Vigas e Pilares de Concreto Armado, com Base na Norma NBR 6118:2023 e o Projeto de Norma EN 1992-1-1:2022.** Santa Maria – RS, 2024.

BOFF, Mariana. **Estudo dos Efeitos da Não Linearidade Geométrica e Física Sobre o Comportamento de uma Edificação em Concreto Armado.** Santa Maria – RS, 2021.

BORGES, Cassio. Et al. **Análise da Introdução do Fator  $\eta_c$  pela NBR 6118:2023 no Dimensionamento de Seções Poligonais de Concreto Armado Submetidas a Flexo-compressão Oblíqua.** Porto Alegre – RS, 2024.

BRUSCO, Gustavo. **Concreto de Alta Resistência: Estudo Comparativo entre a Nova Norma NBR 6118 e a Norma Americana Quanto as suas Propriedades Mecânicas e ao Dimensionamento de Vigas.** Porto Alegre – RS. 2014.

CAMPOS FILHO, Américo. **Dimensionamento e Verificação de Seções Poligonais de Concreto Armado Submetidas à Flexão Composta Oblíqua.** 2014. CPGEC/UFRGS – CE 53/96.

CERUTTI, Raphael. **Uma Análise do Comportamento do Concreto de Alta Resistência na Flexão Composta com Base na NBR 6118:2014.** Rio de Janeiro – RJ, 2014.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Fib Model Code for Concrete Structures 2010.** Ernst and Sohn., Berlim p. 432, 2013.

MUTTONI, A.; RUIZ, M.F.; MOCCIA, F. **Efficiency factors for plastic design in concrete: Influence of brittleness in compression.** High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet, p. 1234-1242, 2017.

PRADO, Fabio. **Análise numérica de pilares de concreto de alta resistência cruzando vigas e lajes com concreto de resistência mais baixa.** São Paulo – SP, 2023.

SCADELAI, Murilo. **Dimensionamento de Pilares de Acordo com a NBR 6118:2003.** São Carlos – SP, 2024.

SCHNEIDER, Nelso. **NBR 6118/2023 Atualizada: Nova Norma de Estruturas de Concreto.** 2023. Disponível em: NBR 6118/2023 atualizada: Nova Norma de Estruturas de Concreto (nelsoschneider.com.br). Acesso em: 2024.

SCHULER, Leticia. **Estudo Comparativo do Dimensionamento de Pilares de Concreto Armado de Acordo com a NBR 6118: 2014 e a NBR 6118: 2023.** Porto Alegre – RS, 2024

SILVA, Inês. **Concreto de Alta Resistência: Composição, Propriedades e Dimensionamento.** São Carlos – SP, 1995.

SODERO, Maria Ismênia. **Introdução a Ciência dos Materiais: relação microestrutura e propriedade deformação elástica e plástica.** São Paulo: EEL-USP, 2016. 48 slides, color.