

Paula, M. R. Q.<sup>1</sup>

Graduandos, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil

Oliveira Júnior, L. A.<sup>2</sup>

Professor Dr., Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil

<sup>1</sup> [marcorotoli.eng@outlook.com](mailto:marcorotoli.eng@outlook.com); <sup>2</sup> [alvarojunior@pucgoias.edu.br](mailto:alvarojunior@pucgoias.edu.br)

**RESUMO:** Pilares mistos de aço preenchidos com concreto podem ser considerados como uma nova e inovadora técnica de construção, com potencial de aparecer mais no mercado da engenharia civil. O presente trabalho se aprofundou nesse tema apresenta uma revisão bibliográfica e faz uma análise paramétrica do modelo de dimensionamento de pilares mistos preenchidos com concreto com o objetivo de estudar a influência desses parâmetros na capacidade resistente da peça.

*Palavras-chaves:* pilar misto preenchido com concreto, resistência a compressão axial, análise paramétrica, dimensionamento.

**Área de Concentração:** 02 – Estruturas

## 1 INTRODUÇÃO

Segundo Dos Santos (2008), a maioria das edificações de pequeno a grande porte nas áreas urbanas brasileiras tem suas estruturas executadas em concreto armado, sendo o cimento o material mais usado na construção civil. Neste contexto, a produção mundial de cimento foi estimada em 1,7 bilhões de toneladas por ano, equivalente a mais de 6 bilhões de metros cúbicos de concreto anuais, correspondendo a quase 1 metro cúbico por pessoa no planeta. Com exceção da água, nenhum outro material é consumido em tão grande quantidade pelo homem.

Com o desenvolvimento de pesquisas e informações técnicas, outros sistemas estruturais emergiram no país, dentre eles o sistema de estruturas mistas de aço-concreto.

A respeito das estruturas mistas, De Nardin (1999) aponta que as primeiras pesquisas brasileiras ocorreram na década de 1950, mas não houve crescimento na área até o final do século XX, devido à cultura preferencial do país por concreto armado.

*“São obstáculos ao desenvolvimento e utilização dos elementos mistos no Brasil, especialmente dos pilares mistos preenchidos, o conservadorismo dos profissionais da construção civil, identificado pela escolha preferencial por estruturas em concreto armado, e o desenvolvimento quanto à existência e comportamento destes elementos” (DE NARDIN, 1999).*

Este trabalho realizou análise paramétrica do modelo de dimensionamento de pilares mistos de aço preenchidos com concreto, a fim de conhecer a influência de cada parâmetro no resultado do dimensionamento.

Modelos de dimensionamento geralmente são definidos em normas técnicas e outros documentos sem que se conheçam exatamente de que forma cada variável influencia o dimensionamento. Contudo, no desenvolvimento de novos modelos, sobretudo nos empíricos e semi-empíricos, o conhecimento dessas influências é relevante para decidir a própria modelagem matemática, já que, eventualmente, encontram-se modelos cuja sensibilidade a determinadas variáveis é pequena.

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 2.1 Pilares mistos preenchidos com concreto

Pilares são elementos estruturais verticais sujeitos a esforços predominantes de compressão no eixo axial da peça, e flexo-compressão nas ligações com os elementos horizontais.

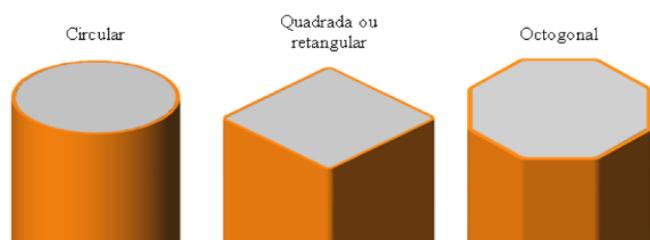
Vários materiais já foram usados ao longo do tempo para a fabricação de pilares, entre os mais usuais para edifícios de grande porte estão o aço, o concreto armado e, mais recentemente, associações de aço e concreto no que se convencionou chamar de elementos mistos de aço e concreto.

As propriedades mecânicas do aço estrutural são diretamente relacionadas ao tipo de liga metálica, mais precisamente ao percentual de carbono presente nela. Aços com baixos percentuais de carbono apresentam alta ductilidade, enquanto o aumento do percentual de carbono aumenta a rigidez da liga, assim como sua resistência à altas temperaturas, mas aumenta também a sua fragilidade (ROCHA, 2004).

O aço para uso em estruturas recebe em sua fabricação vários outros elementos que variam a depender de sua utilização e que têm como objetivo melhorar as propriedades mecânicas da liga metálica e aumentar a sua resistência contra situações de incêndio e de corrosão química, por exemplo.

Os elementos mistos surgiram com a necessidade de proteger as estruturas metálicas contra o fogo e a corrosão. Inicialmente, o perfil metálico era revestido com concreto armado e, até a década de 1950, não era quantificado o aumento da resistência da peça devido à presença do concreto, explica Caldas (2004). A Figura 01 abaixo ilustra um pilar misto preenchido de concreto armado.

**Figura 1: Pilar misto preenchido com concreto.**  
Fonte: Oliveira (2008)



De Nardin (1999) apresentou as vantagens estruturais e construtivas das estruturas mistas quando comparadas com as de concreto armado, tais como: velocidade na execução devido à ausência de fôrmas e armaduras, bom comportamento estrutural (por aumentar a rigidez das peças e a resistência à esforços axiais), redução de custo com materiais e mão de obra e redução da seção transversal dos pilares acarretando em redução do peso

próprio, o que diminui os esforços nas fundações e possibilita a construção de edifícios mais altos.

A redução da seção do aço, no pilar misto de aço preenchido com concreto, quando comparada com estruturas metálicas ocorre por diversos motivos. Dentre os principais está o problema da flambagem local na peça quando submetida à compressão axial, em estruturas metálicas, esse problema só é resolvido aumentando a espessura das chapas de aço, o que pode encarecer pesadamente o orçamento final da obra.

Em peças de concreto armado, os problemas decorrentes da flambagem são resolvidos de maneira relativamente mais simples devido ao bom desempenho do concreto submetido a esforços de compressão axial, mas que também podem gerar grandes impactos financeiros no orçamento da obra. A solução mais comumente escolhida entre os projetistas estruturais é aumentar a área da seção transversal da peça, mas isso traz um aumento significativo do peso da estrutura e acarreta fundações de grande porte.

O pilar misto com perfil tubular de aço preenchido com concreto proporciona o melhor aproveitamento das principais características mecânicas dos dois materiais, visto que ambos trabalham juntos para compensar a baixa resistência à tração do concreto com a elevada resistência à tração do aço.

Conforme estudado por Knowles & Park (1969), o efeito do confinamento no concreto aumenta sua capacidade de resistência à compressão axial, o aumento é ainda mais significativo para peças mistas preenchidas de seção circular, mas perde intensidade a medida que a esbeltez da peça aumenta. Dessa forma, a partir de um limite, o efeito do confinamento pode ser desprezado.

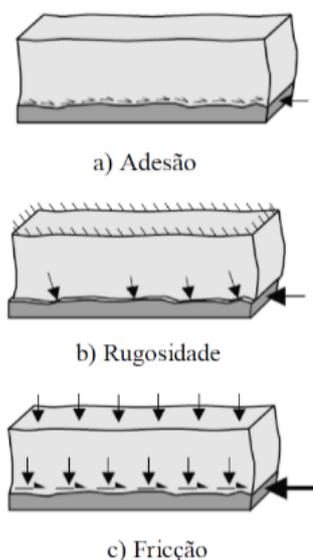
A presença do concreto preenchido em perfis tubulares de aço traz uma redução, no entanto, nos problemas de flambagem local e global das peças de aço, aumentando a rigidez e permitindo a execução de peças mais esbeltas mesmo desconsiderando o efeito de confinamento do concreto.

De Nardin (1999) descreve a distribuição das tensões no perfil confinado da seguinte forma: nos primeiros estágios de carregamento, o coeficiente de Poisson do concreto é menor que o do aço e por isso o perfil não exerce efeito de confinamento sobre o núcleo de concreto. À medida que as deformações longitudinais aumentam, a expansão lateral do concreto não confinado torna-se gradualmente maior que a do aço. Consequentemente, desenvolvem-se pressões radiais na interface aço-concreto. O concreto envolvido pelo perfil tubular apresenta-se então, sob estado triaxial de tensões e o perfil tubular, em estado biaxial de tensões. Por causa deste estado biaxial de tensões, o perfil não consegue manter seu escoamento e passa a transferir

esforços para o núcleo de concreto (DE NARDIN, 1999).

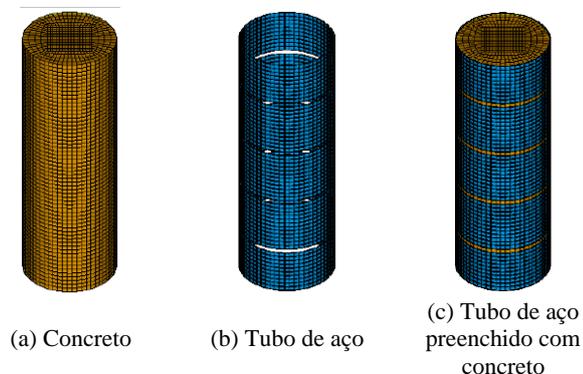
A transferência de tensões entre os materiais aço-concreto é fator que impacta diretamente na rigidez geral do pilar misto, pois é relacionada à força necessária para ocorrer escorregamento entre os materiais. Oliveira (2008), descreve que os principais meios de transferência das tensões de cisalhamento entre o conjunto aço-concreto são por adesão, rugosidade da interface e fricção. A Figura 2 abaixo ilustra o descrito.

**Figura 2: Ilustração da transferência de tensões entre os materiais. Fonte: Oliveira (2008)**



Yudhanto et al (2019) realizou um estudo através da modelagem numérica de pilares mistos preenchidos, buscando analisar a interface entre o concreto e o aço submetidos a cargas de compressão no eixo axial e comparar com valores experimentais da literatura. A Figura 3 abaixo ilustra a modelagem realizada.

**Figura 3: Modelo computacional da peça. Fonte: Yudhanto et al (2019)**



A seção escolhida foi a circular e o tubo de aço preenchido foi dividido com um espaçamento constante de 10 mm entre as chapas. Em sua modelagem, foi usada a plataforma 3D-NLFEA onde a resistência do

concreto ( $f_{ck}$ ) é de 62,7 MPa, o diâmetro do concreto é de 200 mm, a espessura da chapa de aço é 1,945 mm, a altura total é 600mm, a altura dos tubos de aço é 120 mm e a resistência de escoamento do tubo de aço é 277 MPa.

Oliveira (2008) estudou o comportamento de pilares mistos de seção circular submetidos à compressão axial no centro da peça com o objetivo de analisar a influência da resistência do concreto ( $f_{ck}$ ), da esbeltez da peça ( $L/D$ ) e da espessura do aço ( $t$ ). Oliveira fez testes experimentais e modelagens numéricas das peças pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) com a utilização do software DIANA. Foram simulados 8 modelos de pilares, com esbeltez constante de  $L/D=10$ .

Du et al (2016) realizou estudos experimentais e modelagens numéricas com o objetivo de comparar os resultados encontrados com o disposto em normas internacionais EC4, AISC 360 e GB50936. Foram modelados 12 pilares com variações nas dimensões da seção transversal ( $h/b$ ), no tipo de aço utilizado (Q460 e Q420), na espessura da chapa de aço ( $t$ ) e no comprimento da peça. A Tabela 01 abaixo mostra os dados utilizados em cada modelo.

**Tabela 1: Dados dos pilares - Fonte: Du et al (2016)**

Corpo de prova	h (mm)	b (mm)	t (mm)	L (mm)	$f_y$ (MPa)
HS1C0SA7	120	100	5.70	361	514.43
HS1C40SA1	120	100	5.70	361	514.43
HS1C50SA4	120	100	5.70	360	514.43
HS1C0SB5	180	120	5.70	537	514.43
HS1C40SB2	182	121	5.70	540	514.43
HS1C50SB8	181	122	5.70	540	514.43
H2C0SA67	120	98	7.69	358	423.20

Em conclusão, Du et al (2016) apresentaram possíveis inseguranças nas normas internacionais quando levados em consideração aços de alta resistência e grandes relações de  $h/b$ , e recomendaram mudanças no dimensionamento da espessura das chapas das paredes dos pilares  $h/t$  (onde  $t$  é a espessura da chapa de aço) para compensar nos efeitos de diferentes relações  $h/b$ . Isso se deve ao fato de que o efeito de confinamento no concreto diminui substancialmente à medida que a relações de  $h/b$  e  $h/t$  aumentam.

A Tabela 2 abaixo contém os resultados encontrados dos testes experimentais, onde SI (Strenght index) e DI (Ductility index) representam os índices de Força Relativa e de Ductilidade, respectivamente.

**Tabela 2: Resultados obtidos - Fonte: Du et al (2016)**

Corpo de prova	h/b	D/t	SI	DI
HS1C0SA7	1.20	19.38	1.09	2.17

HS1C40SA1	1.20	19.38	1.08	2.43
HS1C50SA4	1.20	19.38	1.10	4.43
HS1C0SB5	1.50	26.84	0.95	2.31
HS1C40SB2	1.50	27.11	0.95	1.59
HS1C50SB8	1.48	27.08	0.97	1.86
H2C0SA67	1.22	14.25	1.39	1.69

### 3 METODOLOGIA

Para atingir os objetivos apresentados, foi utilizada a seguinte metodologia.

#### 3.1 Fonte de validação na literatura

Realizou-se uma pesquisa na literatura levando em consideração o tema Pilar Misto de Aço Preenchido com Concreto, levantando trabalhos relevantes na literatura técnica, assim como trabalhos mais antigos, mas que ainda mantém sua relevância para o campo.

Dentre os trabalhos encontrados, foram selecionados aqueles que atendessem aos seguintes critérios: ano de publicação, instituição ou revista, parâmetros de dimensionamento utilizados, normas seguidas e relevância para o contexto atual da construção civil brasileira.

Deve ficar claro que o descarte dos demais trabalhos não representa, de nenhuma forma, menosprezo por nenhum trabalho de pesquisa acadêmica, seja como artigo publicado, teses ou dissertações. Este trabalho não fez julgamentos de valor ou relevância, apenas selecionar aqueles com maior convergência com o objetivo desta pesquisa.

Entre os trabalhos selecionados na pesquisa estão os citados **no item**. Dentre esses, a tese de Oliveira (2008) foi escolhida como base da pesquisa, pois foi feito um pré-dimensionamento normativo com comparação com valores obtidos experimentalmente e numericamente, com resultados aceitáveis.

#### 3.2 Equações

Oliveira (2008) realizou cálculos de dimensionamento seguindo a NBR 8800:2008, Eurocode 4:2004, ANSI/AISC 360:2005 e CAN/CSA S1-01:2001, todas ainda em vigor. Para a validação desta pesquisa, seguiu-se o dimensionamento proposto conforme a **NBR 8800:2008**.

O fator de contribuição  $\delta$  pode ser calculado pela equação (3.1), sendo  $f_y$  a resistência ao escoamento do aço,  $A_a$  a área da seção transversal do aço e  $N_{rd,pl}$  a força normal de cálculo, tendo sido usado como um fator de verificação para o dimensionamento, pois para  $\delta \leq 0,2$  o pilar deve ser dimensionado como um pilar

de concreto armado e para  $\delta \geq 0,9$  o pilar deve ser dimensionado como um pilar de aço.

$$\delta = \frac{f_y \cdot A_a}{N_{rd,pl}} \quad (3.1)$$

A força axial resistente de cálculo é encontrada pela equação (3.2), na qual o fator de redução de resistência à compressão  $X$  é relativo ao índice de esbeltez reduzido pelo efeito de flambagem local  $\lambda_0$ . Estes, podem ser encontrados, respectivamente, pelas equações (3.3) e (3.4).

$$N_{rd} = X \cdot N_{rd,pl} \quad (3.2)$$

$$X = \begin{cases} 0,658^{\lambda_0} & \text{se } \lambda_0 \leq 1,5 \\ \frac{0,877}{\lambda_0^2} & \text{se } \lambda_0 > 1,5 \end{cases} \quad (3.3)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_{rd,pl}}{N_e}} \quad (3.4)$$

A força de resistência de cálculo à compressão axial  $N_{rd,pl}$  é calculada com a equação (3.5), e a Força normal de flambagem elástica  $N_e$  com a equação (3.6).

$$N_{rd,pl} = \frac{f_y \cdot A_a}{\gamma_a} + \alpha \cdot \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} \quad (3.5)$$

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot (EI)e}{(KL)^2} \quad (3.6)$$

Em que  $f_y$  é a resistência característica do aço,  $A_a$  é sua área da seção transversal,  $f_{ck}$  é a resistência à compressão característica do concreto e  $A_c$  sua área.  $\gamma_a$  é o coeficiente de minoração da resistência do aço, igual a 1,15,  $\gamma_c$  é o coeficiente de minoração da resistência do concreto, igual a 1,40, e  $\alpha$  é um coeficiente de minoração de resistência do concreto relativo à seção transversal, 0,85 para seções retangulares e 0,95 para seções circulares.

Para comparação com os valores experimentais encontrados na tese de Oliveira (2008), todos os coeficientes de minoração de cálculo usados para encontrar  $N_{rd}$  foram considerados igual a 1,0.

O comprimento de flambagem efetivo KL foi estimado por Oliveira (2008) em aproximadamente 0,82 (Figura 4). Para os cálculos, o parâmetro K foi considerado igual a 0,80, estando em conformidade com o recomendado pela NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), conforme figura 5. Por sua vez, a rigidez efetiva à flexão da seção mista (EI) é calculada pela equação (3.7).

$$(EI)_e = E_a \cdot I_a + 0,6 \cdot E_c \cdot I_c \quad (3.7)$$

C80

73,3

41320

Figura 4: Cálculo do comprimento efetivo. Fonte: Oliveira (2008)



O cálculo do Módulo de Elasticidade do concreto foi realizado conforme recomendação da NBR 8800 (ABNT, 2008), através da equação (3.8), sendo o  $f_{ck}$  em MPa. Para a comparação do dimensionamento com a força experimental encontrada,  $f_{ck}$  foi considerado igual ao  $f_{c0}$ .

$$E_c = 4760\sqrt{f_{ck}} \quad (3.8)$$

O aço utilizado nos experimentos de Oliveira (2008) foi o VMB 300, com módulo de elasticidade  $E_a$  fornecido pelo fabricante igual a 205 GPa, e resistência ao escoamento  $f_y$  de 342,95 MPa.

### 3.4 Dimensionamento

Para a validação da pesquisa, primeiro procurou-se determinar a força axial resistente de cálculo utilizando os mesmos dados de entrada de Oliveira (2008) com o objetivo de encontrar os mesmos resultados apresentados no referido trabalho. A Tabela 4 abaixo mostra os valores encontrados, em que  $D$  é o diâmetro da seção mista,  $L$  é o comprimento e  $t$  é a espessura do tubo de aço.

Tabela 4: Dados de entrada para o dimensionamento

D (mm)	L (mm)	KL (mm)	t (mm)	f <sub>ck</sub> (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)
114,3	1143,0	914,4	6,0	60	343

Figura 5: Coeficiente de Flambagem - Fonte: NBR 8800:2008

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de $K_x$ ou $K_y$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres					

### 3.3 Propriedades mecânicas dos materiais

O concreto utilizado foi feito seguindo as características dispostas na Tabela 3.

Tabela 3: Características mecânicas do concreto. Fonte: Oliveira (2008)

Classe	f <sub>c0</sub> (MPa)	E <sub>c</sub> (MPa)
C30	22,5	28600
C60	58,2	38400

Dos valores acima apresentados, foram feitas variações para os valores de  $D$ ,  $L$ ,  $t$  e  $f_{ck}$ . Foram 10 variações nos valores para cada dado de entrada, possibilitando assim a construção de uma curva de variação para estudar a influência de cada dado no resultado (Nrd).

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Inicialmente foi necessário encontrar o mesmo valor para a resistência de cálculo  $N_{rd}$  apresentado por Oliveira (2008), na Tabela 5 abaixo.

Seguindo o dimensionamento da NBR 8800:2008, apresentado acima no item 3.2 e tendo como referência o Pilar P2-50-10D-E (P), com as especificações apresentadas nos itens 3.3 e 3.4, temos que a força de cálculo  $N_{rd}$  encontrada foi de 1110,62 kN (que representa uma relação de 1,015 com a força experimental  $F_{exp}$ ), valor alcançado no pré-dimensionamento.

**Tabela 5: Valores de força última experimental e de força resistente de cálculo segundo normas - Fonte: Oliveira (2008)**

Pilar	$\eta_c$ (EC4)	Forças (kN)			
		$F_{exp}$	NBR 8800	EC4	ANSI/AISC
P2-75-3D-C (P)	2,993	1495,6	1272,46 (1,175)	1610,84 (0,928)	1266,22 (1,181)
P2-75-3D-E (P)	2,993	1361,6	1272,46 (1,070)	1610,84 (0,845)	1266,22 (1,075)
P2-75-5D-C (P)	1,973	1449,5	1272,46 (1,139)	1486,79 (0,975)	1255,22 (1,155)
P2-75-5D-E (P)	1,973	1308,5	1272,46 (1,028)	1486,79 (0,880)	1255,22 (1,042)
P2-25-7D-C (P)	1,570	1004,6	871,97 (1,152)	1015,73 (0,989)	857,82 (1,171)
P2-25-7D-E (P)	1,570	925,9	871,97 (1,062)	1015,73 (0,912)	857,82 (1,079)
P2-50-10D-C (P)	0,397	1181,3	1110,62 (1,064)	1144,51 (1,032)	1097,28 (1,077)
P2-50-10D-E (P)	0,397	1126,9	1110,62 (1,015)	1144,51 (0,985)	1097,28 (1,027)

#### 4.1 Variações no diâmetro da seção mista

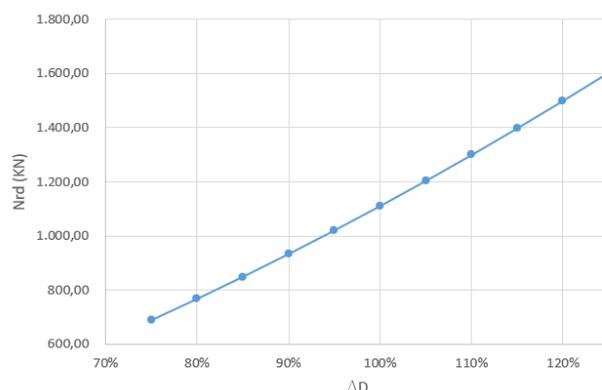
Para variações no diâmetro  $D$ , o cálculo foi realizado, mantendo as demais variáveis constantes, reduzindo a seção em até 75% da original e aumentando em até 125%, com intervalos de medições de 5%, conforme apresentado na Tabela 6 e na figura 6.

**Tabela 6: Variações em D e resultados de força de cálculo**

Diâmetro (mm)	Relação com inicial	Nrd (KN)	Variação na Resistência (%)
85,725	0,75	689,35	-38%
91,440	0,80	767,96	-31%
97,155	0,85	849,36	-24%
102,870	0,90	933,59	-16%
108,585	0,95	1020,67	-8%
<b>114,3</b>	<b>1,00</b>	<b>1110,62</b>	<b>0%</b>
120,015	1,05	1203,45	8%
125,73	1,10	1299,17	17%
131,445	1,15	1397,80	26%
137,160	1,20	1499,35	35%
142,875	1,25	1603,82	44%

Nota-se que a partir de -15% de  $D$ , a redução da capacidade resistente é amenizada, de 8% entre intervalos para 7%. Isso se deve ao fato de que a espessura do tubo de aço ( $t$ ) foi mantida constante durante todo o processo, havendo então uma maior redução da relação  $A_c/A_a$ .

**Figura 6: Curva da força de resistência axial de cálculo com variação no diâmetro da seção mista**



Em concordância quase simétrica, o oposto também foi verificado, isto é, o aumento de  $D$ , a partir de 115% do valor inicial reduz de maneira ainda mais notável o crescimento de  $N_{rd}$ . A partir dos 120%, o aumento cai de 9%, entre intervalos, para 7%.

Isso também se deve ao fato de que aumentar a relação  $A_c/A_a$  ocasiona perda da capacidade resistente da peça e por mais que aumentar a área da base reduza o índice de esbeltez, o que, por sua vez, aumenta a resistência, esse ganho é reduzido com o aumento de  $A_c/A_a$ .

#### 4.2 Variações na espessura do aço

Para as variações em  $t$  foi seguido o catálogo de bitolas disponibilizado pelo fabricante do aço. Conforme Tabela 7 abaixo.

**Tabela 7: Variações em t e resultados de força de cálculo**

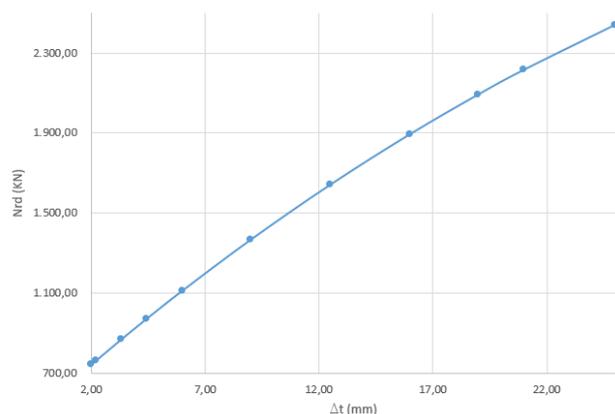
t (mm)	Relação com Inicial	Nrd (KN)	Variação na Resistência (%)
2,00	0,33	740,98	-33%
2,20	0,37	760,46	-32%
3,35	0,56	870,13	-22%
4,45	0,74	971,86	-12%
<b>6,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1110,62</b>	<b>0%</b>
9,00	1,50	1365,31	23%
12,5	2,08	1640,52	48%
16,0	2,67	1892,77	70%
19,0	31,70	2090,99	88%
21,0	3,50	2214,01	99%
25,0	41,70	2438,38	120%

Neste caso, observa-se que mesmo um aumento significativo de  $A_d$  não resultou, proporcionalmente, em grandes ganhos na resistência da peça. A Figura 7 abaixo mostra a curva de variação do  $N_{rd}$  e nota-se que a inclinação da tangente em um ponto qualquer decresce à medida que  $t$  aumenta.

Em concordância, uma redução de 67% de  $t$  resultou em uma redução de 33% da capacidade resistente da peça. Comparado ao item anterior, a variação no diâmetro trouxe alterações ao  $N_{rd}$  de maneira muito mais significativa, de forma que havendo uma redução de 25% de  $D$  ocorre uma perda de 38% da resistência.

Isso se deve ao fato de que não houve mudanças na área da seção mista da base e, portanto, não houve alteração no índice de esbeltez da peça e na relação  $L/D$ , já que nas variações de  $t$  os demais parâmetros foram mantidos fixos.

**Figura 7: Curva da força de resistência axial de cálculo com variação na espessura do aço**



#### 4.3 Variações no $f_{ck}$

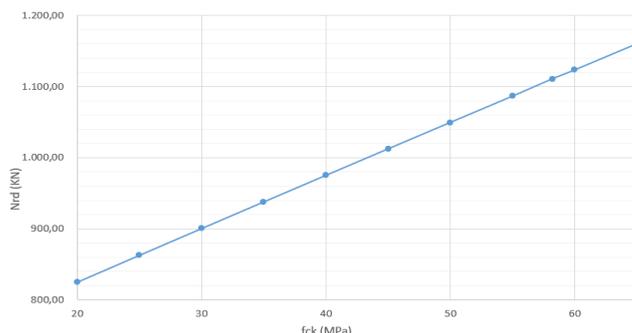
Na variação do  $f_{ck}$ , foram utilizados todos os valores de  $f_{ck}$  da Classe 1 (C20 a C50), além de também as classes C55, C60 e C65. A tabela 8 apresenta os resultados das variações no  $f_{ck}$ .

**Tabela 8: Variações no  $f_{ck}$  e resultados de força de cálculo**

$f_{ck}$ (MPa)	Relação com inicial	$N_{rd}$ (KN)	Variação na Resistência (%)
20,0	0,34	825,01	-26%
25,0	0,43	862,76	-22%
30,0	0,52	900,36	-19%
35,0	0,60	937,82	-16%
40,0	0,69	975,15	-12%
45,0	0,77	1012,35	-9%
50,0	0,86	1049,43	-6%
55,0	0,95	1086,38	-2%
<b>58,20</b>	<b>1,00</b>	<b>1110,62</b>	<b>0%</b>
60,0	1,03	1123,21	1%
65,0	1,12	1159,92	4%

Na Tabela 8 acima pode-se observar que mesmo com uma redução de 66% do  $f_{ck}$ , a resistência apresentou uma variação de 26% de  $N_{rd}$ .

**Figura 8: Curva da força de resistência axial de cálculo com variação no  $f_{ck}$**



A figura 8 mostra um crescimento linear na resistência, ao contrário dos outros fatores que apresentaram curvas de influência descritas por funções não lineares.

#### 4.4 Variações no comprimento

A variação no comprimento da peça será feita apenas com valores acima do  $L$  inicial, diferente das demais variáveis que foram testadas com valores acima e abaixo do inicial.

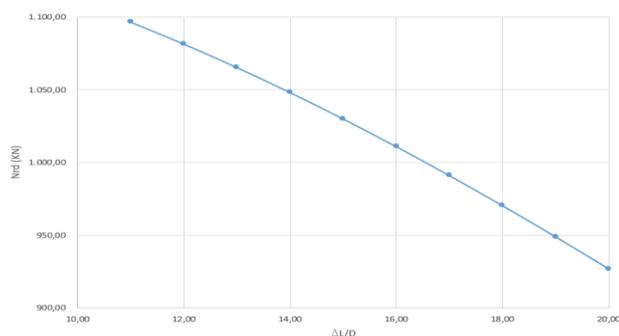
**Tabela 9: Variações no  $L$  e resultados de força de cálculo**

$L$ (mm)	Relação com inicial	$N_{rd}$ (KN)	Variação na Resistência (%)
<b>1143,0</b>	<b>1,00</b>	<b>1110,62</b>	<b>0%</b>
1257,3	1,10	1096,66	-1%
1371,6	1,20	1081,56	-3%
1485,9	1,30	1065,40	-4%
1600,2	1,40	1048,21	-6%
1714,5	1,50	1030,05	-7%
1828,8	1,60	1010,99	-9%
1943,1	1,70	991,09	-11%
2057,4	1,80	970,41	-13%
2171,7	1,90	949,02	-15%
2286,0	2,00	926,98	-17%

A Tabela 9 acima apresenta os resultados com a mudança nas variáveis, dentre todos os fatores de influência no dimensionamento, este apresentou o menor impacto na resistência de cálculo.

A Figura 9 apresenta a curva de variação de  $N_{rd}$  relativa à variação de  $L$ . O contínuo aumento do comprimento acarretaria uma redução ainda maior da resistência. Isso ocorre devido ao aumento do comprimento de flambagem da peça.

**Figura 9: Curva da força de resistência axial de cálculo com variação no comprimento do pilar**



## 5 CONCLUSÕES

Após analisar os resultados obtidos no dimensionamento, tem-se como conclusão o seguinte:

- As variações no diâmetro apresentaram maior influência na capacidade resistente da peça. Isso ocorreu devido ao índice de esbeltez limite  $\lambda_0$ , que tem influência direta no fator de redução de resistência à compressão axial  $X$  (equação (3.3)). O que deixa o dimensionamento mais sensível a variações geométricas;
- A resistência à compressão do concreto apresentou influência linear em  $N_{rd}$ . Nesta pesquisa, os fatores de redução para o concreto foram desconsiderados devido ao controle tecnológico aplicado na realização dos ensaios experimentais de Oliveira (2008). Em dimensionamentos convencionais de projetos para estruturas de grande porte, o descarte desses fatores de segurança não é recomendado, pois compromete a segurança estrutural. Por este motivo, o  $f_{ck}$  foi considerado o fator de menor impacto no cálculo da resistência à compressão axial da peça;
- A área de aço da seção apresentou significativa influência no dimensionamento da peça. Porém, mesmo com aumentos de 200% de  $t$ , o ganho de resistência não foi proporcional se comparado aos fatores geométricos e, como o aço é o produto de maior impacto financeiro na execução de estruturas de grande porte, usar grandes espessuras de aço para pilares misto pode não ser viável;
- O comprimento  $L$  é limitado pela esbeltez limite da peça, recomendado  $\lambda_0 = 2,0$  pela NBR 8800 (ABNT, 2008). Dentre todos os fatores no dimensionamento, este apresentou a menor influência em  $N_{rd}$ , que, no entanto, não pode ser desprezada. Quando o índice de esbeltez limite for maior ou igual a 1,50, o fator de redução  $X$  irá reduzir ainda mais a resistência de cálculo.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALVA, G. M. S.; MALITE, M. *Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto*. Publicação Interna: Cadernos de Engenharia de Estruturas-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, v. 7, n. 25, p. 51-84, 2005.
- CALDAS, R. B. *Análise numérica de pilares mistos aço-concreto*. 2004.
- COSTA, L. *Lucio Costa: Registro de uma vivência*. São Paulo, Empresa das Artes, 1995.
- DU, Y.; CHEN, Z.; YU, Y. *Behavior of rectangular concrete-filled high-strength steel tubular columns with different aspect ratio*. Thin-Walled Structures, v. 109, p. 304-318, 2016.
- KATAOKA, M. N. *Estudo do comportamento de ligações viga-pilar preenchido submetidas a ações cíclicas*. 2011. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.
- KNOWLES, Robert B.; PARK, Robert. Strength of concrete filled steel columns. Journal of the structural division, 1969.
- DE NARDIN, S. *Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência*. 1999. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.
- OLIVEIRA, W. L. A. *Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular*. 2008. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.
- ROCHA, M. A. C. *Análise das propriedades Mecânicas do aço SAE 4140 com estrutura bifásica*. UFF-Universidade Federal Fluminense. Niterói-RJ (2004).
- DOS SANTOS, R. E. *A Armação do Concreto no Brasil: História da difusão da tecnologia do concreto armado e da construção de sua hegemonia*. 2008.
- TELLES, P. C. da Silva. *História da Engenharia No Brasil: séculos XVI a XIX*. Rio de Janeiro: Clavero, 1994.
- YUDHANTO, A. H.; PISCESA, B.; ATTARD, M. M. *Finite element modeling of concrete confined with circular thin-walled steel sheet*. In: E3S Web of Conferences. EDP Sciences, 2020. p. 05009.

