

ANÁLISE DA INTERFERÊNCIA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO EM EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS

Roger Otávio Pires Montes¹
Alcides Junio Matias de Oliveira²

RESUMO

O presente estudo busca avaliar a influência do módulo de elasticidade do concreto em edifícios de múltiplos pavimentos. Inicialmente foram realizadas quatro simulações com o auxílio do software TQS, para um edifício de 30 pavimentos, alterando em cada uma somente o tipo de agregado (basalto, granito, calcário e arenito). Observou-se que quanto menor o módulo de deformação do concreto, maiores os deslocamentos e esforços de segunda ordem atuantes na estrutura. Em seguida realizou-se uma comparação em termos de estabilidade global entre a NBR 6118:2014 e a NBR 6118:2003. Verificou-se que as estruturas executadas antes da revisão dessa norma podem estar apresentando um comportamento diferente do previsto em projetos. Sequencialmente efetuou-se um estudo da variação do consumo de materiais para que estruturas simuladas com diferentes tipos de agregado apresentassem o mesmo coeficiente γ_z , alterando as seções dos pilares nas estruturas simuladas com agregados que conferem ao concreto um menor módulo de elasticidade. Constatou-se um aumento expressivo de concreto, fôrmas e aço nos pilares, uma pequena redução desses insumos nas vigas, e nas lajes uma uniformidade. Por fim realizou-se uma comparação entre um escalonamento da resistência à compressão do concreto, diminuindo a mesma ao longo dos pilares, em relação ao uso de uma única classe de resistência em uma estrutura. Verificou-se que essa alternativa se mostra viável, podendo gerar uma redução dos custos de uma estrutura.

Palavras-chave: Módulo de elasticidade, resistência à compressão, estabilidade global, TQS.

ANALYSIS OF THE MODULUS OF ELASTICITY OF CONCRETE INTERFERENCE IN MULTIPLE FLOOR BUILDINGS

ABSTRACT

The present study aims to evaluate the influence of the modulus of elasticity of concrete in multi-floor buildings. Initially four simulations were carried out with the aid of TQS software for a 30 storey building, altering in each one only the type of aggregate (basalt, granite, limestone and sandstone). It was observed that the lower the modulus of deformation of the concrete, the greater the displacements and second-order forces acting on the structure. Next, a comparison was made in terms of overall stability between NBR 6118: 2014 and NBR 6118: 2003. It was verified that the structures executed before the revision of this norm may be exhibiting a behavior different from that predicted in projects. Sequentially a study of the variation of material consumption was carried out so that simulated structures with different types of aggregate presented the same coefficient γ_z , altering the sections of the pillars in the simulated structures with aggregates that give the concrete a smaller modulus of elasticity. There was an expressive increase of concrete, forms and steel in the pillars, a small reduction of these inputs in the beams, and uniformity in the slabs. Finally, a comparison was made between a scaling of the compressive strength of the concrete, decreasing the same along the pillars, in relation to the use of a single class of resistance in a structure. It has been verified that this alternative proves feasible, and can generate a reduction of a structure's costs of.

Keywords: Modulus of elasticity, compressive strength, overall stability, TQS.

Recebido em 08 de janeiro de 2019. Aprovado em 19 de fevereiro de 2019.

¹ Engenheiro Civil, Mestrado em Estruturas pela UFG – Professor do Instituto Federal de Goiás – Campus Uruaçu.

² Graduado em Engenharia Civil – Instituto Federal de Goiás – Campus Uruaçu.

INTRODUÇÃO

O elevado crescimento populacional urbano nas últimas décadas, aliado a supervalorização econômica dos terrenos nessas áreas, tem ocasionado um processo de verticalização das edificações de forma a se obter um melhor aproveitamento dos espaços disponíveis. Associado a isso, tem-se a concepção de arquiteturas cada vez mais arrojadas, o que tem resultado em estruturas mais altas e esbeltas, passíveis de sofrer instabilidade.

A estabilidade das estruturas de concreto armado está diretamente relacionada, dentre outros fatores, à rigidez dos elementos que a compõem. Uma das variáveis que altera essa rigidez é o módulo de elasticidade do concreto (E_c), que sofre grande variabilidade em função de vários fatores. Isto pode ser observado em alguns estudos, como os de Marchi (2011), no qual a autora constatou que essa propriedade está muito ligada aos materiais constituintes, dentre eles a mineralogia do agregado graúdo.

No intuito de auxiliar os projetistas, as normas de projeto estrutural fornecem equações para a estimativa do módulo de elasticidade do concreto. Essas normas são constantemente atualizadas a medida que os estudos e pesquisas na área evoluem, de forma que as análises realizadas na elaboração dos projetos possam conduzir a resultados cada vez mais próximos ao comportamento da estrutura na realidade. A exemplo disso no Brasil, a NBR 6118, ao passar por revisão em 2014 passou a levar em consideração o tipo de agregado graúdo utilizado no concreto para estimativa do módulo de elasticidade, em contrapartida a edição anterior, de 2003, que considerava apenas a resistência a compressão do concreto nessa determinação.

Diante disso o presente trabalho busca realizar uma análise comparativa da interferência do módulo de elasticidade do concreto em edifícios de múltiplos pavimentos em termos globais. Procura-se comparar diferentes situações obtidas para concretos produzidos com agregados de origem mineralógicas distintas, usando os valores calculados conforme a equação da NBR 6118:2014. Busca-se ainda, através de simulações computacionais, realizar um comparativo entre os projetos elaborados com a atual versão dessa norma, com a versão anterior (NBR 6118:2003) tendo em vista que a grande maioria dos edifícios existentes foram calculados e executados segundo a versão do ano de 2003.

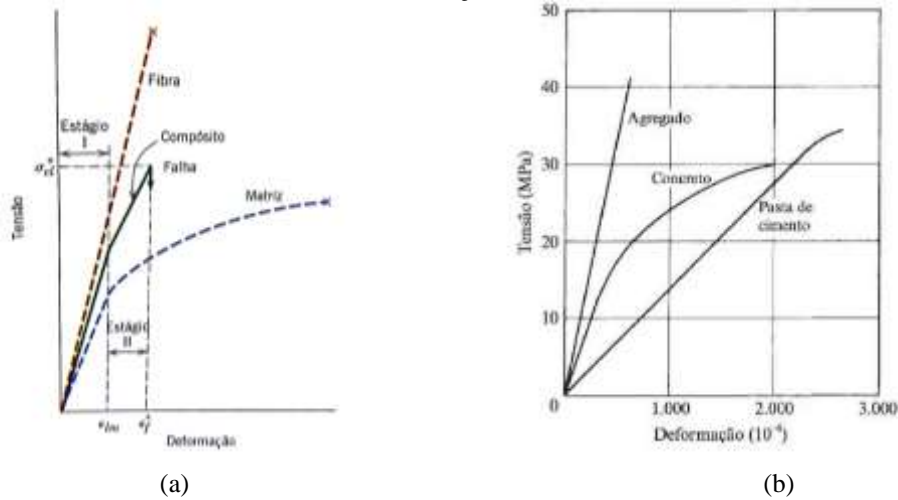
Paralelamente, procura-se realizar um estudo comparativo por meio da variação da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) dos pilares ao longo da altura de um edifício. Sabe-se que os esforços são maiores nos lances de pilares mais próximas a base, uma vez que estes recebem as cargas de todos os pavimentos superiores a eles, o que pode exigir um concreto mais resistente. Entretanto, o uso de classes de resistências variadas em grupos de pavimentos distintos, nas proporções ideais para o não comprometimento quanto aos deslocamentos da estrutura, pode significar uma grande economia financeira em comparação ao uso de uma única classe de resistência. Isso porque o custo do concreto se dá, dentre outros fatores, em função de sua resistência característica à compressão.

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Tensão-deformação e módulo de elasticidade

De acordo com Callister (2008) o concreto é um compósito com partículas grandes, cujas as fases matriz e dispersa são materiais cerâmicos. Assim, as propriedades da pasta de cimento endurecida apresentam amplitudes distintas daquelas dos agregados, de forma que as respostas do concreto se colocam em um grau intermediário entre o nível de resposta da pasta e o nível de resposta dos agregados. As Figuras 1 (a) e (b) apresentam, respectivamente, as curvas de tensão-deformação de um material compósito genérico e do concreto.

Figura 1 - Diagramas tensão deformação: (a) compósito genérico (b) Concreto



Fonte: (a) Callister (2012); (b) Neville (2016).

Observa-se que o diagrama tensão-deformação do concreto não é linear. Segundo Neville (2016) o que provoca esse comportamento é a presença de microfissuras de aderência nas interfaces entre a pasta de cimento e o agregado, que ocorrem antes mesmo da aplicação de carga. Essas microfissuras evoluem com a aplicação da carga, fazendo ângulos variáveis nas interfaces e gerando um aumento progressivo da intensidade da tensão localizada e da amplitude da deformação. A partir disso ocorre uma redução na área efetiva que resiste a carga aplicada, tal que estas tensões se tornam maiores do que a tensão nominal baseada na seção total do elemento, gerando uma deformação mais acelerada do que a tensão nominal aplicada.

Fatores que afetam o módulo de elasticidade e modelos de previsão

Apesar de existir uma quantidade significativa de variáveis de influência, estudos tem apontado que um dos principais aspectos que interfere no módulo de elasticidade do concreto está relacionado a natureza do agregado graúdo. Segundo Neville (2016) quanto maior o módulo de elasticidade do agregado, maior é o módulo de deformação do concreto.

De acordo com Mehta e Monteiro (2008) é a porosidade que determina a rigidez do agregado, sendo essa a característica que mais afeta o módulo de deformação do concreto. Isso acontece porque a rigidez controla a capacidade do agregado de restringir deformações da matriz da pasta de cimento. Assim, concretos produzidos com agregados menos porosos tendem a possuir um maior valor de módulo de deformação.

O item 8.2.8 da NBR 6118:2014 diz que o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto (E_{ci}) deve ser obtido conforme as metodologias de ensaio estabelecidas na NBR 8522:2017. Na falta da realização de ensaios, pode-se estimar o módulo a partir da Equação (1) ou Equação (2), dependendo do intervalo de classe de resistência:

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;} \quad (1)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \alpha_E \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad \text{para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa;} \quad (2)$$

Os coeficientes em função do agregado são os seguintes: $\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio; $\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaiss; $\alpha_E = 0,9$ para calcário; $\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Da mesma maneira, o módulo de deformação secante (E_{cs}) pode ser obtido segundo as prescrições da NBR 8522:2017, ou estimados pela Equação (3).

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (3)$$

O coeficiente α_i é dado pela Equação (4):

RENEFARA (Online)	Goiânia	v. 14	n. 1	jan./abr. 2019	3
-------------------	---------	-------	------	----------------	---

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (4)$$

A NBR 6118:2003 não considerava a influência do tipo de agregado usado no concreto para determinar o módulo de elasticidade, que dependia somente do f_{ck} , conforme Equação (5).

$$E_{ci} = 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (5)$$

Além disso não havia distinções entre as classes de concreto para o cálculo do módulo de elasticidade secante, obtido simplesmente através da Equação (6).

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci} \quad (6)$$

Análise não-linear das estruturas

Kimura (2009) aponta que em uma análise não linear, o deslocamento estrutural não é proporcional ao acréscimo de carga. Assim, a relação entre a tensão e a deformação não poderia ser definida por uma constante. Ainda segundo o autor, o comportamento não linear das estruturas é consequência de dois fatores principais: A não-linearidade física (NLF) e a não-linearidade geométrica. A NLF está relacionada a alterações das propriedades dos materiais constituintes da estrutura, enquanto a NLG está ligada a alteração da geometria da estrutura.

Não-linearidade física

A não-linearidade física está atrelada ao comportamento do material empregado na estrutura. Segundo Kimura (2009), para edifícios de concreto armado, as propriedades dos materiais envolvidos sofrem alterações à medida que se aplica um carregamento.

De acordo com Freitas (2015), no concreto armado as causas desse comportamento não-linear estão relacionadas a fissuração, escoamento da armadura, fluência, entre outros fatores que levam o material a alterar suas características ao sofrer ação de um carregamento. Essa alteração faz com que a resposta do material se dê de forma desproporcional.

Oliveira (2007) discorre que o comportamento não-linear físico dos materiais provoca alteração na rigidez das seções transversais dos elementos estruturais. A NBR 6118:2014 permite considerar a NLF de forma aproximada, através de coeficientes redutores, que tem por finalidade simular a variação da rigidez. O módulo de elasticidade utilizado deve ser o secante majorado em 10%. Esses coeficientes são apresentados na Tabela 1. É preciso salientar que a versão anterior, a NBR 6118:2003, recomendava-se o uso do módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci}). Dessa forma, os valores utilizados em projetos estruturais antes da edição vigente da norma (NBR 6118:2014) eram diferentes.

Tabela 1 - Coeficientes redutores da rigidez

Elemento estrutural	Rigidez secante
Lajes	$(EI)_{sec} = 0,3 E_{cs} I_c$
Vigas	$(EI)_{sec} = 0,4 E_{cs} I_c$ para $A'_s \neq A_s$
	$(EI)_{sec} = 0,5 E_{cs} I_c$ para $A'_s = A_s$
Pilares	$(EI)_{sec} = 0,8 E_{cs} I_c$

E_{cs} – Módulo de elasticidade secante do concreto
 I_c – Momento de inércia da seção bruta de concreto
 A_s – Área de aço da armadura longitudinal tracionada
 A'_s – Área de aço da armadura longitudinal comprimida

Fonte: NBR 6118:2014 – “Adaptada pelos autores”.

Não-linearidade geométrica

A não-linearidade geométrica (NLG) está relacionada a geometria da estrutura. Segundo

RENEFARA (Online)	Goiânia	v. 14	n. 1	jan./abr. 2019	4
-------------------	---------	-------	------	----------------	---

Pinto (1997), os efeitos devidos a NLG são aqueles causados pela mudança de posição da estrutura no espaço. Tais efeitos são obtidos por meio de uma análise da estrutura deformada, em uma configuração final de equilíbrio.

Crêterios para avalia o da estabilidade global

De acordo com Bueno (2009) as estruturas estão sujeitas a deslocamentos laterais decorrentes da aço dos carregamentos horizontais e verticais atuantes. Esses deslocamentos podem ou não gerar importantes efeitos de segunda ordem. O estudo da estabilidade global das estruturas objetiva fazer uma análise da intensidade desses efeitos, classificando as estruturas em estruturas de n os fixos e estruturas de n os móveis.

De acordo com o item 15.4.2 da NBR 6118:2014 as estruturas de n os fixos são aquelas em que os n os sofrem pequenos deslocamentos laterais, resultando em efeitos globais de 2  ordem desprez veis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1  ordem). Já as estruturas de n os móveis são aquelas que apresentam deslocamentos laterais mais elevados, de forma que os efeitos de segunda ordem se tornam importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1  ordem) e devem ser levados em conta no dimensionamento estrutural.

Diante disso, existem alguns parâmetros que possibilitam a avalia o da estabilidade global das estruturas, sendo um dos mais usuais o coeficiente γ_z . A formula o para o cálculo desse coeficiente   dada no item 15.5.3 da NBR 6118:2014, apresentada na Equa o (7). Tal expressão relaciona o momento de tombamento atuante na estrutura ($M_{1,tot,d}$), que   a soma dos momentos resultantes da atua o das forças horizontais com seus valores de cálculo em rela o a base da estruturas, com a soma dos momentos causados pelas forças verticais atuantes na estrutura na configura o deformada ($\Delta M_{tot,d}$).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (7)$$

Quanto a deslocabilidade dos n os, de acordo com a NBR 6118:2014 considera-se que a estrutura   de n os fixos se o $\gamma_z \leq 1,1$. Para $1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3$ a estrutura   de n os móveis. A norma limita o valor máximo de γ_z em 1,3 uma vez que acima disso a estrutura apresenta um grau de instabilidade elevado.

METODOLOGIA

A Figura 2 apresenta um fluxograma das etapas de trabalho.

Figura 2 - Etapas de trabalho



Fonte: Autores.

Especificações de projeto

A Tabela 2 apresenta os parâmetros considerados para o dimensionamento estrutural. Com o intuito de se obter uma uniformidade dos elementos estruturais, adotou-se para as vigas a dimensão padrão de 20 cm x 60 cm. Para as lajes foram adotadas alturas de 15 cm e 12 cm. Os pilares foram pré-dimensionados com seções diversas em função das áreas de influência dos carregamentos verticais.

Tabela 2 - Parâmetros de projeto

Número de pav.	30		
Pé-direito	3m		
Área do pav. tipo	557,36 m ²		
CAA	II		
Concreto	Pilares - 40 MPa		
	Vigas e lajes - 25 MPa		
Carregamentos	Sobrecarga	Pav. Tipo	1,5 kN/m ²
		Cobertura	0,5 kN/m ²
	Revestimento	Pav. Tipo	1,0 kN/m ²
		Cobertura	1,0 kN/m ²
	Alvenaria sobre vigas	4,37 kN/m	

Fonte: os Autores.

Para determinação dos esforços devidos ao vento, foram adotadas as considerações apresentadas na Tabela 3, de acordo com a NBR 6123:1988.

Tabela 3 - Características para determinação dos esforços de vento

Velocidade Básica	30 m/s
S1 - Fator de Terreno	1 - Terreno Plano
S2 - Categoria de rugosidade	IV - Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados
S2 - Classe da edificação	C - Maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal excede 50 m
S3 - Fator estatístico	1 - Edificações para hotéis e residências

Fonte: Autores.

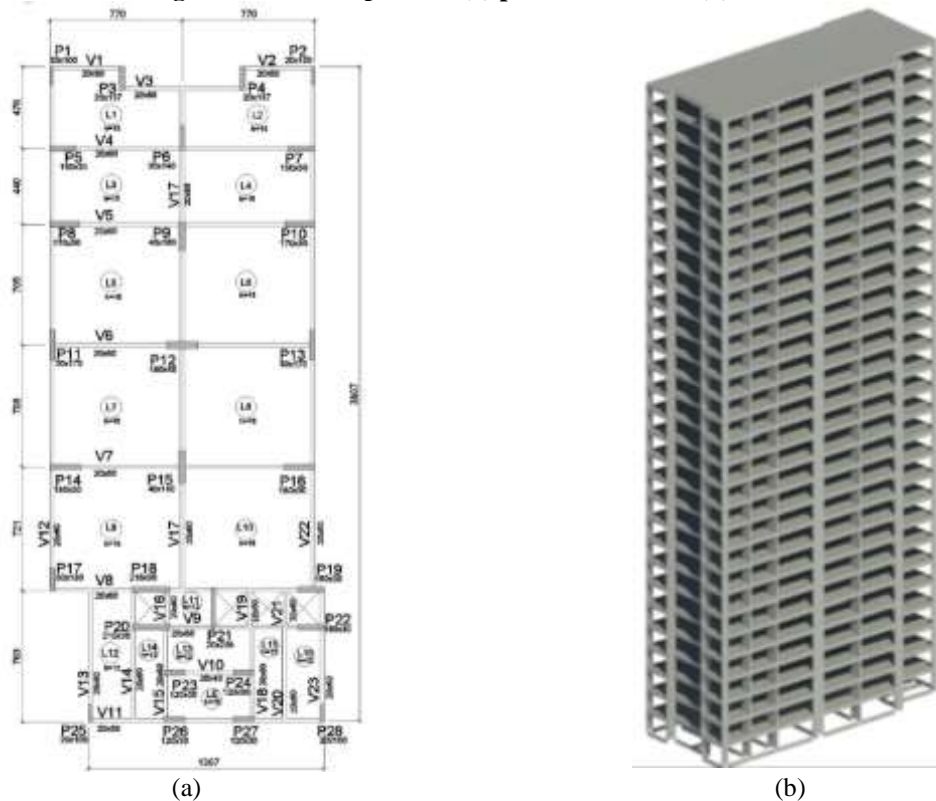
Para consideração da NLF, foram adotados os coeficientes de redução de rigidez simplificados, conforme o item 15.7.3 da NBR 6118:2014 sendo: $0,8E_{cs}I_c$ para os pilares, $0,4E_{cs}I_c$ para vigas e $0,3E_{cs}I_c$ para as lajes.

Descrição das análises realizadas

As análises realizadas foram divididas em quatro etapas, descritas mais adiante. A variável de controle das simulações realizadas foi o módulo de elasticidade do concreto, obtido em função do tipo de agregado graúdo, conforme NBR 6118:2014. Assim, foram adotados quatro tipos de agregado graúdo, sendo eles: basalto ($\alpha_E=1,2$), granito ($\alpha_E=1,0$), calcário ($\alpha_E=0,9$) e arenito ($\alpha_E=0,7$).

Inicialmente o edifício teve as seções dos pilares otimizadas para o processamento com agregado graúdo basalto, que será identificado neste trabalho como “edifício padrão”, de forma a atender aos critérios de ruína (ELU), comportamento em serviço (ELS) e estabilidade global. A Figura 3 apresenta a configuração da planta de fôrmas do edifício estabilizado no processamento com agregado graúdo basalto (a) e uma vista 3D da estrutura (b). Com isso, foi realizada a primeira etapa de análises do estudo, na qual partir do edifício padrão, foram realizadas mais três simulações, mantendo-se a mesma geometria dos elementos estruturais, modificando somente a variável de controle. Assim, foi possível identificar a influência do módulo de elasticidade do concreto, em função do agregado graúdo, em uma análise global da estrutura. Os resultados dessa etapa estão apresentados no item “Análise da estabilidade global e deslocamentos”.

Figura 3 - Edifício padrão: (a) planta de fôrmas (b) vista 3D



Fonte: Autores.

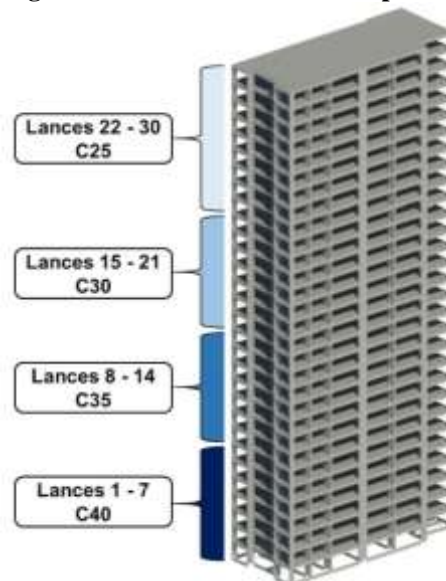
Na sequência foi realizada a segunda etapa das análises. Essa fase consistiu na comparação dos resultados de estabilidade global e deslocamentos laterais da estrutura nas simulações processadas usando os critérios da NBR 6118:2014, com a NBR 6118:2003. Tal análise se justifica pelo fato de que a maioria dos edifícios atuais foram executados antes da revisão da norma de projetos estruturais. Os resultados dessa etapa estão apresentados no item “Comparações da análise global entre a NBR 6118:2014 e a NBR 6118:2003”.

Posteriormente foi efetuada a terceira etapa de análises do estudo. Foi realizado um levantamento do quantitativo de materiais (concreto, fôrmas e aço) necessários para que as estruturas modeladas com agregados granito, calcário e arenito apresentassem os mesmos coeficientes γ_z do edifício padrão (basalto), considerando uma diferença máxima admissível de 1% entre os resultados encontrados, em comparação ao edifício padrão. Para tal, foram realizadas alterações nas seções dos pilares de cada modelo, sem alterar o posicionamento geométrico dos mesmos. As lajes e vigas foram mantidas com as mesmas dimensões do edifício padrão. Os resultados dessa etapa são apresentados no item “Avaliação do consumo de materiais a partir da padronização do coeficiente γ_z ”.

A quarta etapa consistiu na variação da resistência característica a compressão do concreto ao longo da altura dos pilares (escalonamento). Tal análise foi realizada com o edifício padrão (basalto), com as considerações da NBR 6118:2014. Para as vigas e lajes foi mantido o f_{ck} de 25MPa. A Figura 4 apresenta a divisão dos grupos de pavimentos, bem como a classe de concreto adotada, onde 1 corresponde ao 1º pavimento (Térreo) e 30 o pavimento cobertura.

A quarta etapa consistiu na variação da resistência característica a compressão do concreto ao longo da altura dos pilares (escalonamento). Tal análise foi realizada com o edifício padrão (basalto), com as considerações da NBR 6118:2014. Para as vigas e lajes foi mantido o f_{ck} de 25MPa. A Figura 4 apresenta a divisão dos grupos de pavimentos, bem como a classe de concreto adotada, onde 1 corresponde ao 1º pavimento (Térreo) e 30 o pavimento cobertura.

Figura 4 - Divisão dos lances dos pilares



Fonte: Autores.

Após o processamento, efetuou-se uma análise da estabilidade global do edifício escalonado, comparando o parâmetro γ_z e os deslocamentos laterais do mesmo com o edifício padrão. Foi avaliado ainda o custo unitário para os materiais concreto e aço nos pilares, tanto para o modelo com variação da resistência quando para o modelo padrão. Para tal, foram utilizadas informações do Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), para o estado de Goiás. Ao fim elaborou-se uma comparação de custos entre ambos, para esses elementos. Os resultados da terceira etapa estão apresentados no item “Análise da variação do f_{ck} do concreto nos lances dos pilares do edifício padrão”.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Análise da estabilidade global e deslocamentos

Diante das simulações realizadas, obteve-se o parâmetro de estabilidade global γ_z , bem como os deslocamentos máximos no topo (ΔH) e entre pavimentos (Δh_i) do edifício. A Tabela 11 apresenta os valores limites máximos permitidos pela NBR 6118:2014 para essas análises.

Tabela 4 - Valores limites de γ_z e deslocamentos horizontais

γ_z	1,3
ΔH (cm)	H/1700 = 5,3 cm
Δh_i (cm)	H _i /850 = 0,35 cm

Fonte: os Autores.

Os resultados dos processamentos referentes aos deslocamentos de topo estão dispostos na Tabela 5. Vale ressaltar que esses valores são referentes a uma mesma geometria dos elementos estruturais, conforme apresentado na planta de fôrmas da Figura 3.

Tabela 5 - Deslocamentos de topo nas direções x e y

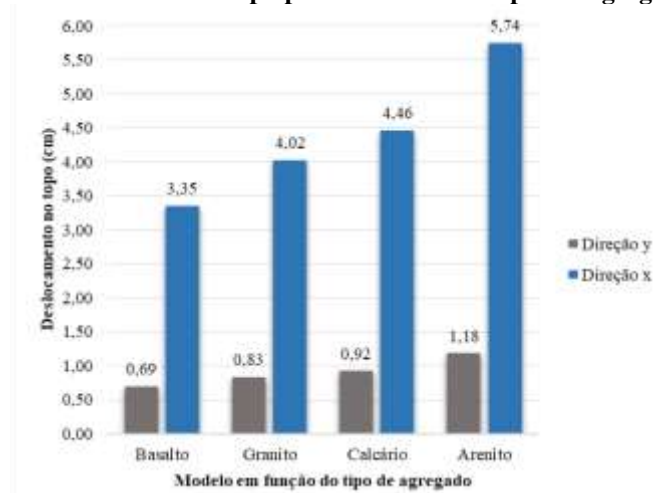
Edifício	Direção x		Direção y	
	ΔH (cm)	% de variação ΔH	ΔH (cm)	% de variação ΔH
Basalto*	3,35	-	0,69	-
Granito	4,02	16,67	0,83	16,87
Calcário	4,46	24,89	0,92	25,00
Arenito	5,74	41,64	1,18	41,53

Fonte: Autores.

*Valores base de referência para as comparações com os demais modelos (edifício padrão).

Uma melhor visualização gráfica da variação desses valores encontra-se representada na Figura 5.

Figura 5 - Deslocamentos de topo para os diferentes tipos de agregado graúdo



Fonte: Autores.

Com base nos dados da Tabela 5 e do gráfico da Figura 5, constata-se um aumento progressivo nos deslocamentos nas duas direções em função do tipo de agregado. Para a direção x (maiores deslocamentos), em relação ao edifício padrão (Basalto), tem-se que o deslocamento do modelo granito sofreu um acréscimo de 16,67%, saltando para 24,89% no modelo calcário. Para o modelo arenito, este sofreu um acréscimo expressivo de 41,64% em seu deslocamento em relação ao edifício padrão, chegando a ultrapassar o limite imposto pela NBR 6118:2014.

Em relação aos deslocamentos na direção y observa-se que, apesar de serem menores e todos terem atendido ao deslocamento limite, estes também sofreram um acréscimo gradativo

de acordo com o tipo de agregado da simulação. Em comparação ao edifício padrão, os modelos granito, calcário e arenito sofreram um aumento de 16,87%, 25% e 41,53% respectivamente, em seus deslocamentos.

No que se refere aos deslocamentos entre pavimentos, os resultados estão dispostos na Tabela 6.

Tabela 6 - Deslocamentos entre pavimentos nas direções x e y

Edifício	Direção x		Direção y	
	Δh_i (cm)	% de variação Δh_i	Δh_i (cm)	% de variação Δh_i
Basalto*	0,17	-	0,03	-
Granito	0,20	15,00	0,04	25,00
Calcário	0,22	22,73	0,05	40,00
Arenito	0,29	41,38	0,06	50,00

Fonte: Autores.

*Valores base de referência para as comparações com os demais modelos (edifício padrão).

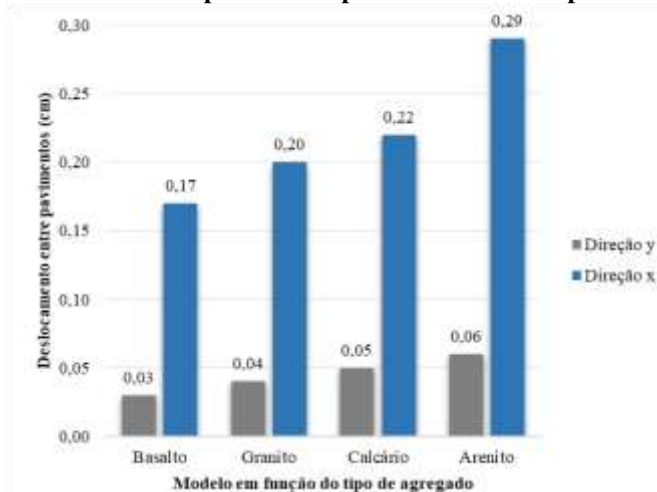
Os resultados apresentados podem ser também visualizados na Figura 6. Observa-se que, assim como nos deslocamentos no topo, houve um aumento gradativo nos deslocamentos entre pavimentos para os modelos. Analisando os extremos (basalto e arenito), o deslocamento na direção x (a mais crítica), salta de 0,17 cm para 0,29 cm, representando um acréscimo de 41,38%. Ainda assim, o deslocamento limite para todas as situações foi atendido.

Fonte: Autores.

*Valores base de referência para as comparações com os demais modelos (edifício padrão).

Os resultados apresentados podem ser também visualizados na Figura 6. Observa-se que, assim como nos deslocamentos no topo, houve um aumento gradativo nos deslocamentos entre pavimentos para os modelos. Analisando os extremos (basalto e arenito), o deslocamento na direção x (a mais crítica), salta de 0,17 cm para 0,29 cm, representando um acréscimo de 41,38%. Ainda assim, o deslocamento limite para todas as situações foi atendido.

Figura 6 - Deslocamentos entre pavimentos para os diferentes tipos de agregado graúdo



Fonte: Autores.

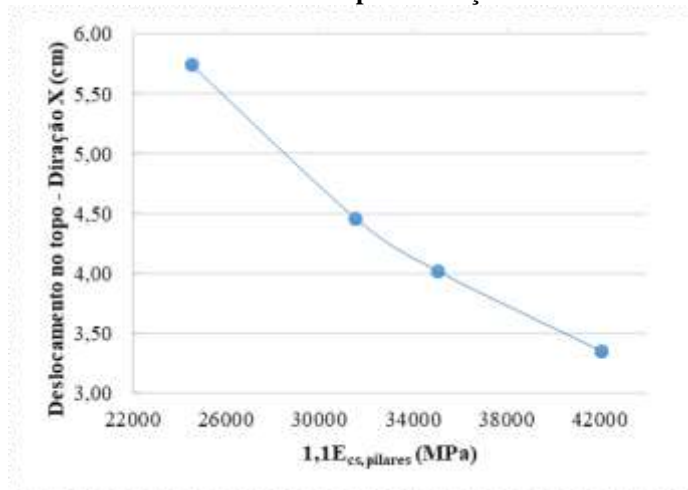
A partir dos resultados, observa-se que a medida que se variou o tipo de agregado, tanto os deslocamentos horizontais de topo quanto entre pavimentos, para as duas direções sofreram

acrécimos. Tal ocorrência pode ser explicada pelo fato de que, ao se alterar o agregado basalto para agregados com coeficientes α_E menores, o módulo de deformação do concreto também sofre uma redução, acarretando uma perda na rigidez dos elementos estruturais.

Nesse sentido, o gráfico da Figura 7 apresenta a variação dos maiores deslocamentos (direção x) em função do módulo de elasticidade secante, já majorado em 10%. Vale destacar que, para efeitos de visualização do comportamento da estrutura, no gráfico da Figura 7 está representado apenas o módulo de elasticidade dos pilares, referente a um concreto com f_{ck} de 40 MPa, por ser o elemento estrutural que apresenta maior coeficiente de redução da rigidez para a consideração dos efeitos da NLF. Entretanto sabe-se que as vigas e lajes tem grande influência no contraventamento estrutural.

Nesse sentido, o gráfico da Figura 7 apresenta a variação dos maiores deslocamentos (direção x) em função do módulo de elasticidade secante, já majorado em 10%. Vale destacar que, para efeitos de visualização do comportamento da estrutura, no gráfico da Figura 7 está representado apenas o módulo de elasticidade dos pilares, referente a um concreto com f_{ck} de 40 MPa, por ser o elemento estrutural que apresenta maior coeficiente de redução da rigidez para a consideração dos efeitos da NLF. Entretanto sabe-se que as vigas e lajes tem grande influência no contraventamento estrutural.

Figura 7 - Deslocamentos máximo no topo em função do módulo de elasticidade

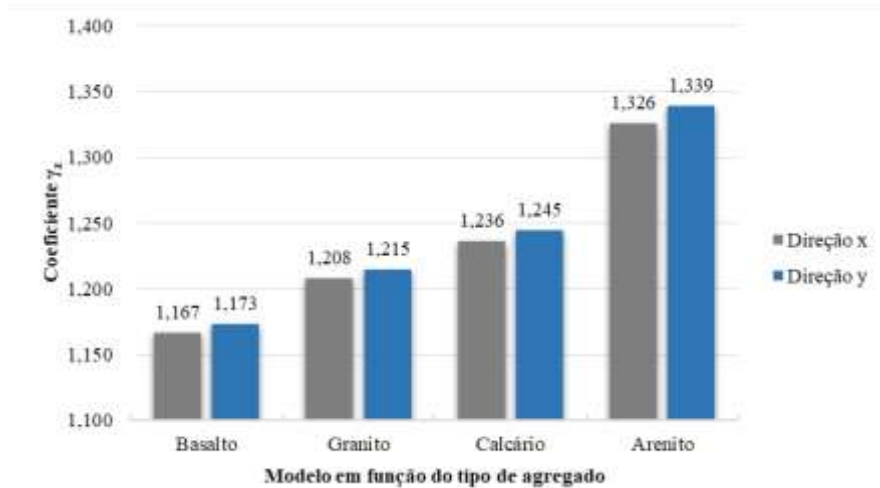


Fonte: Autores.

Em relação ao coeficiente γ_z , assim como nos deslocamentos, ocorreu um aumento desse valor quando se variou o tipo de agregado graúdo, para agregados com menores coeficientes α_E . A Figura 8 apresenta uma esquematização gráfica da progressão desse parâmetro em cada tipo de agregado utilizado.

Em relação ao coeficiente γ_z , assim como nos deslocamentos, ocorreu um aumento desse valor quando se variou o tipo de agregado graúdo, para agregados com menores coeficientes α_E . A Figura 8 apresenta uma esquematização gráfica da progressão desse parâmetro em cada tipo de agregado utilizado.

Figura 8 - Coeficiente γ_z para os modelos em estudo



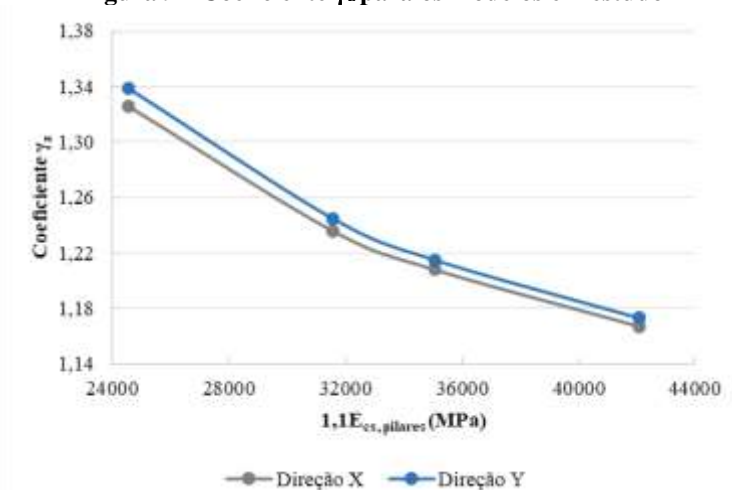
Fonte: Autores

Observa-se que em todas as situações a estrutura se classifica como de nós móveis. Entretanto, para a situação da simulação com arenito, os resultados foram superiores ao limite de 1,3 estabelecido pela NBR 6118:2014, o que torna a estrutura inadequada.

Para o edifício padrão (basalto), os esforços de 2ª ordem corresponderam a 17,3% dos respectivos esforços de 1ª ordem. Ao se analisar as simulações com granito, calcário e arenito, esses esforços passam a valer respectivamente 21,5%, 24,5% e 33,9% dos esforços de primeira ordem, ou seja, aumentaram consideravelmente. O gráfico da Figura 9 apresenta uma variação dos coeficientes γ_z em função do valor do módulo de elasticidade secante, já majorado em 10%.

Para o edifício padrão (basalto), os esforços de 2ª ordem corresponderam a 17,3% dos respectivos esforços de 1ª ordem. Ao se analisar as simulações com granito, calcário e arenito, esses esforços passam a valer respectivamente 21,5%, 24,5% e 33,9% dos esforços de primeira ordem, ou seja, aumentaram consideravelmente. O gráfico da Figura 9 apresenta uma a variação dos coeficientes γ_z em função do valor do módulo de elasticidade secante, já majorado em 10%.

Figura 9 - Coeficiente γ_z para os modelos em estudo



Fonte: Autores.

Assim como no gráfico na Figura 7, está representando na Figura 9 apenas o módulo de elasticidade dos pilares, valendo as mesmas considerações já descritas. Diante dos resultados apresentados, observa-se verdadeira a premissa inicial de que, variando-se o módulo de elasticidade do concreto, tem-se uma influência direta nos deslocamentos e na estabilidade

global de um edifício. Isso pode conduzir a estruturas mais instáveis, com valores superiores aos valores limites estabelecidos, aumentando consideravelmente os esforços de segunda ordem atuantes na estrutura, podendo até mesmo inviabilizar a mesma.

Comparações da análise global entre a NBR 6118:2014 e a NBR 6118:2003

Após a simulação do edifício, adotando como norma de projeto a NBR 6118:2003, obteve-se os resultados referentes ao parâmetro γ_z e aos deslocamentos laterais de topo (ΔH) e entre pavimentos (Δh_i) nas direções x e y.

Estes valores encontram-se dispostos na Tabela 7, juntamente com os dados resultantes do processamento com as especificações na NBR 6118:2014, para efeitos de comparação. Como a NBR 6118:2003 não apresentava nenhuma distinção entre o tipo de agregado, tem-se que para qualquer agregado adotado, o módulo de elasticidade seria o mesmo, variando somente em função do f_{ck} do concreto. Assim, os parâmetros de estabilidade global para uma mesma geometria estrutural não sofriam variações, se não pela resistência à compressão do concreto.

Tabela 7 - Comparação da análise global entre a NBR 6118:2014 e a NBR 6118:2003

Parâmetros	NBR 6118:2014				NBR 6118:2003
	Basalto	Granito	Calcário	Arenito	
$\gamma_z - (y)$	1,173	1,215	1,245	1,339	1,207
$\gamma_z - (x)$	1,167	1,208	1,236	1,326	1,200
$\Delta H - x$ (cm)	3,35	4,02	4,46	5,74	4,17
$\Delta H - y$ (cm)	0,69	0,83	0,92	1,18	0,86
$\Delta h_i - x$ (cm)	0,17	0,20	0,22	0,29	0,21
$\Delta h_i - y$ (cm)	0,03	0,04	0,05	0,06	0,04

Fonte: Autores

Através dos dados da Tabela 7 é possível observar que os resultados do processamento com a NBR 6118:2003 ficaram bem próximos da situação modelada com agregado granito. Essa proximidade se deu pelo fato de que o coeficiente α_E para o agregado granito é igual a 1. A não coincidência dos resultados deve-se a consideração que cada versão da norma trata para a simplificação da NLF na análise global. Isso porquê a versão de 2003 recomendava a adoção do módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci}). Já a versão vigente de 2014 especifica o uso do módulo de elasticidade secante majorado em 10% ($1,1E_{cs}$).

Diante dos resultados é possível inferir que projetos de edifícios desenvolvidos e executados antes da alteração da norma podem ter sido analisados de forma relativamente distante em relação ao comportamento mais aproximado com a realidade. Caso a edificação tenha sido executada com agregado basalto, esta estaria apresentando um comportamento a favor da segurança, uma vez que apresentaria deslocamentos e esforços de segunda ordem menores que os previstos no projeto. Para as edificações executadas com agregado granito, o comportamento não varia muito em relação as análises com a norma anterior.

Entretanto, para as situações em que tenha sido adotado os agregados calcário e arenito, estas estariam apresentando, tanto deslocamentos quanto esforços de segunda ordem, maiores que os previstos na análise estrutural, indo contra a segurança da mesma. Tomando como exemplo o coeficiente γ_z na direção y, tem-se que para a situação da NBR 6118:2003, este foi de 1,207, menor que o valor máximo de 1,3 permitido. Entretanto, ao se levar em consideração o tipo de agregado, conforme a versão vigente de 2014, o mesmo passa a ser de 1,339 (no caso do arenito), superior ao limite máximo.

Uma mesma análise pode ser realizada para os deslocamentos. Analisando o deslocamento de topo na direção x, tem-se um resultado de 4,17 cm na simulação realizada com a norma de 2003. Ao se verificar esse mesmo deslocamento para a análise realizada com a norma de 2014, tem-se que nas situações processadas com agregado basalto e granito, os deslocamentos foram de 3,35 cm e 4,02 cm respectivamente, ou seja, menores que o previsto, estando automaticamente a favor da segurança. Contudo, para as simulações feitas com agregado calcário e arenito este deslocamento passa a ser de 4,46 cm e 5,74 cm respectivamente, sendo bem maiores que o previsto em projeto, chegando a ultrapassar o valor limite de 5,3 cm imposto pela NBR 6118:2014 para esse edifício, no processamento com arenito.

Com isso fica evidenciado que as estruturas executadas antes da revisão na NBR 6118:2014 podem estar apresentando um comportamento diferente do previsto nos projetos. Tem-se que os esforços e deslocamentos podem estar acima ou abaixo do previsto, de acordo com o tipo de agregado utilizado na execução, devido a sua influência direta no módulo de elasticidade do concreto, o que acarreta alterações na rigidez estrutural.

Avaliação do consumo de materiais a partir da padronização do coeficiente γ_z

Os resultados referentes a padronização do coeficiente γ_z realizados por meio do aumento das seções dos pilares estão dispostos na Tabela 8, onde estão apresentados também os novos valores de deslocamentos de topo e entre pavimentos para cada modelo.

Tabela 8 - Padronização do coeficiente γ_z

Edifício	$\gamma_z - (x)$	$\gamma_z - (y)$	$\Delta H - x$ (cm)	$\Delta H - y$ (cm)	$\Delta h_i - x$ (cm)	$\Delta h_i - y$ (cm)
Basalto*	1,167	1,173	3,35	0,69	0,17	0,03
Granito	1,162	1,175	3,13	0,68	0,15	0,03
Calcário	1,165	1,179	3,19	0,67	0,15	0,03
Arenito	1,169	1,175	2,84	0,67	0,14	0,03

Fonte: Autores

*Valores de referência utilizado para a padronização dos demais modelos.

Com os edifícios estabilizados de forma igualitária, foi possível verificar o quantitativo geral de insumos relativos ao volume de concreto (m³), área de fôrmas (m²) e consumo de aço (kg) de cada modelo e realizar um comparativo entre os mesmos. A Tabela 9 apresenta os resultados do quantitativo de volume de concreto.

Tabela 9 - Consumo de concreto nos modelos analisados

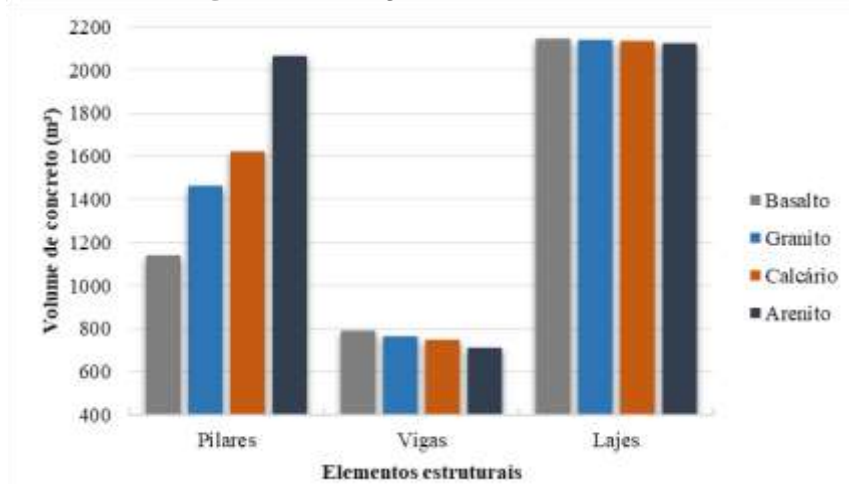
Edifício	Pilares (m³)	% Variação	Vigas (m³)	% Variação	Lajes (m³)	% Variação
Basalto*	1137,40	-	789,00	-	2145,30	-
Granito	1460,30	28,39	761,90	-3,43	2137,60	-0,36
Calcário	1618,60	42,31	749,80	-4,97	2133,20	-0,56
Arenito	2064,40	81,50	708,50	-10,20	2123,40	-1,02

Fonte: Autores.

*Valores base de referência para as comparações com os demais modelos (edifício padrão).

A figura 10 possibilita uma visualização gráfica da variação do volume de concreto para cada modelo.

Figura 10 - Variação do volume de concreto



Fonte: Autores.

Em relação aos pilares, observa-se um aumento expressivo no volume de concreto. Isso porque, como a rigidez é uma grandeza dada pelo produto do módulo de deformação do material pela inércia da seção, logo se faz necessário compensar a redução do módulo de elasticidade por meio de um aumento da inércia da seção. Assim, como as dimensões dos pilares foram aumentadas progressivamente a fim de conferir a estrutura uma rigidez semelhante à do edifício padrão (basalto), o volume de concreto passou a ser maior.

Para o edifício padrão, o volume de concreto total dos pilares foi de 1137,4 m³. O acréscimo em relação a esse volume foi de 28,39% para a simulação com granito, 42,31% para o calcário, chegando a 81,50% para o arenito. Dados tais resultados, percebe-se que os desafios na estabilização de um edifício aumentam ao se adotar um agregado que confere ao concreto um baixo valor de módulo de elasticidade, uma vez que as seções dos elementos estruturais devem ser maiores, podendo gerar ainda interferências indesejadas com o modelo arquitetônico.

Em relação as vigas, nota-se uma pequena redução do volume de concreto. Essas reduções corresponderam a 3,43%, 4,97% e 10,20% para os modelos granito, calcário e arenito respectivamente. Isso pode ser explicado pelo fato de que, ao se aumentar as seções dos pilares, algumas vigas tiveram seus vãos efetivos reduzidos. Quanto as lajes, a variação do volume de concreto se mostra inexpressiva, uma vez que as dimensões desses elementos foram constantes.

Em relação as áreas de fôrmas, é necessário destacar antes de tudo que, não foram considerados sistemas de reaproveitamento dos elementos nas repetições dos pavimentos. Assim, os resultados apresentados na Tabela 10 são referentes ao consumo total da estrutura.

Tabela 10 - Consumo de fôrmas nos modelos analisados

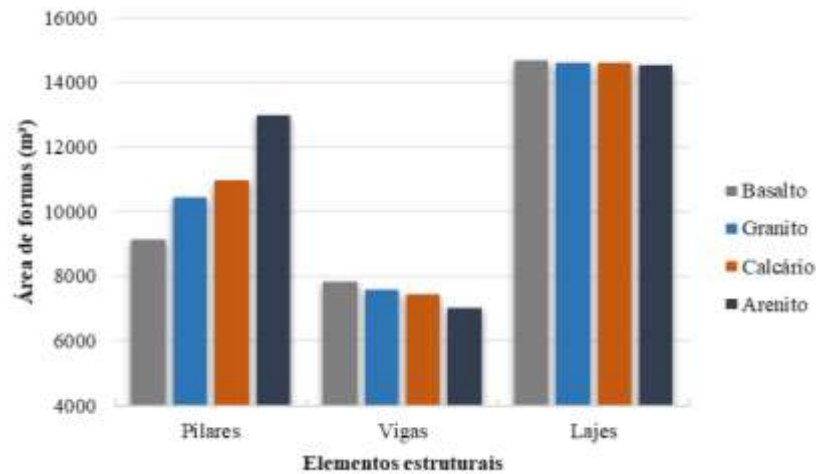
Edifício	Pilares (m ²)	% Variação	Vigas (m ²)	% Variação	Lajes (m ²)	% Variação
Basalto*	9129,60	-	7841,20	-	14670,40	-
Granito	10443,60	14,39	7568,30	-3,48	14616,40	-0,37
Calcário	10965,60	20,11	7435,00	-5,18	14586,60	-0,57
Arenito	12981,60	42,19	7031,10	-10,33	14520,30	-1,02

*Valores de referência (edifício padrão). Fonte: Autores.

A figura 11 possibilita uma visualização gráfica da área de fôrmas de cada modelo.

Figura 11 - Variação do consumo de fôrmas

RENEFARA (Online)	Goiânia	v. 14	n. 1	jan./abr. 2019	15
-------------------	---------	-------	------	----------------	----



Fonte: Autores

Como era de se esperar, as fôrmas seguiram o mesmo padrão de variação do volume de concreto, por estarem diretamente relacionados. Assim, nos pilares houve um aumento de 14,39%, 20,11% e 42,19% para os modelos granito, calcário e arenito respectivamente, em comparação ao edifício padrão. Já para as vigas, houveram pequenas reduções em relação ao edifício padrão, sendo 3,48%, 5,18% e 10,33% para os modelos granito, calcário e arenito na devida ordem. Nas lajes, nota-se uma pequena redução na área de fôrmas, porém sem grande expressividade, resultante somente a variação dos pilares do edifício.

Por fim, foi analisado a variação do consumo de aço nos modelos. A Tabela 11 apresenta esses valores.

Tabela 11 - Consumo de aço nos modelos analisados

Edifício	Pilares (kg)	% Variação	Vigas (kg)	% Variação	Lajes (kg)	% Variação
Basalto*	91868,60	-	127037,30	-	156357,00	-
Granito	101153,50	10,11	112896,20	-11,13	156648,00	0,19
Calcário	110848,30	20,66	107307,40	-15,453	156934,80	0,37
Arenito	138699,40	50,98	90873,60	-28,47	159820,40	2,22

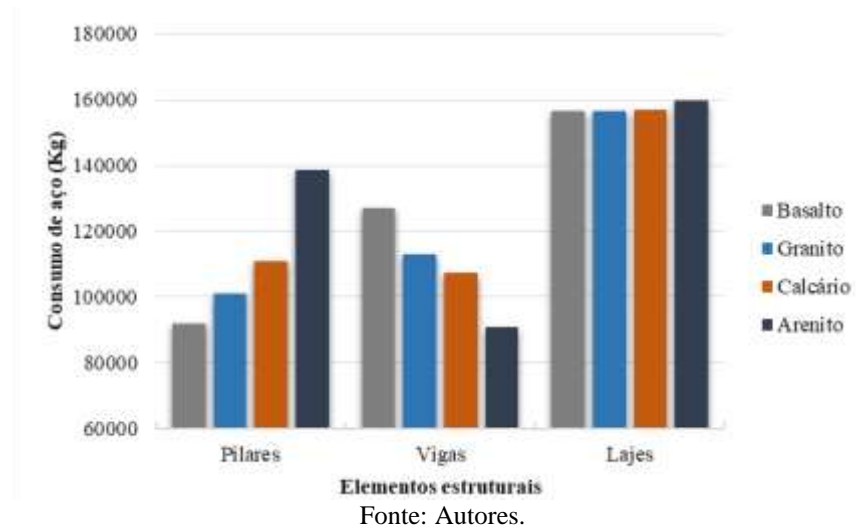
Fonte: Autores.

*Valores base de referência para as comparações com os demais modelos (edifício padrão).

Destaca-se aqui que não foi realizado nenhum tipo de detalhamento específico no software TQS como forma de otimizar ou padronizar as armaduras. Todos os resultados são referentes aos emitidos pelo relatório do programa, logo após o processamento de cálculo e detalhamento automático dos elementos estruturais. Dessa forma, os quantitativos apresentados na Tabela 11 poderiam resultar em valores distintos, dependendo de critérios do projetista na fase de detalhamento estrutural. A Figura 12 apresenta uma visualização gráfica dessa variação.

Destaca-se aqui que não foi realizado nenhum tipo de detalhamento específico no software TQS como forma de otimizar ou padronizar as armaduras. Todos os resultados são referentes aos emitidos pelo relatório do programa, logo após o processamento de cálculo e detalhamento automático dos elementos estruturais. Dessa forma, os quantitativos apresentados na Tabela 11 poderiam resultar em valores distintos, dependendo de critérios do projetista na fase de detalhamento estrutural. A Figura 12 apresenta uma visualização gráfica dessa variação.

Figura 12 - Variação do consumo de aço



Em relação aos pilares, observa-se que o consumo de aço em relação ao edifício padrão aumentou em 9,18% no modelo granito, 20,66% no modelo calcário e 50,98% no modelo arenito. O que ocorreu é que, mesmo no modelo basalto, diversos pilares a partir de determinados lances necessitavam apenas de uma área de aço mínima, em função da grandeza dos esforços solicitantes e da área da seção transversal. Assim, com o aumento da seção de concreto, a quantidade de armadura longitudinal mínima passou a ser maior. A título de visualização do ocorrido, foram comparados diferentes lances do pilar P7 para os modelos, cujos resultados estão dispostos na Tabela 12.

Tabela 12 - Resultados do dimensionamento da armadura longitudinal do Pilar P7

P7	Dimensão (cm)	Variáveis	Lance 1	Lance 5	Lance 10	Lance 20
Basalto	30x150	N (kN)	9230,0	8000,0	6320,0	3110,0
		$A_{s,nec}$ (cm ²)	70,9	27,6	21,8	18,0
		$A_{s,mín}$ (cm ²)	32,0	27,6	21,8	18,0
Granito	30x170	N (kN)	8970,0	7740,0	6100,0	2980,0
		$A_{s,nec}$ (cm ²)	30,9	26,7	21,1	20,4
		$A_{s,mín}$ (cm ²)	30,9	26,7	21,1	20,4
Calcário	40x190	N (kN)	9850,0	8550,0	6820,0	3400,0
		$A_{s,nec}$ (cm ²)	34,0	30,4	30,4	30,4
		$A_{s,mín}$ (cm ²)	34,0	30,4	30,4	30,4
Arenito	40x240	N (kN)	9900,0	8620,0	6950,0	3560,0
		$A_{s,nec}$ (cm ²)	38,4	38,4	38,4	38,4
		$A_{s,mín}$ (cm ²)	38,4	38,4	38,4	38,4

Fonte: Autores.

Analisando os extremos (basalto e arenito), nota-se que apesar de na situação basalto o dimensionamento do primeiro lance não ter resultado em área de aço mínima, todos demais lances analisados resultaram em uma área mínima. Na situação arenito, todos os lances do pilar resultaram em área de aço mínima em função do considerável aumento da seção transversal. Observa-se que estas foram consideravelmente superiores às do modelo basalto. Isso justifica

o aumento do quantitativo de aço. Para os demais pilares dos edifícios ocorreram situações análogas a apresentada.

No que diz respeito as vigas, constata-se que houve uma diminuição do consumo de aço, conforme apresentado na Tabela 11 e visualizado graficamente na Figura 12. Em relação ao edifício padrão, essa redução foi de 11,13% no modelo granito, 15,53% no modelo calcário e 28,47% no modelo arenito. Essa ocorrência se deu pelo fato de que, com o aumento das dimensões dos pilares, algumas vigas tiveram seus vãos reduzidos, diminuindo assim os esforços atuantes e, conseqüentemente a quantidade de armadura necessária.

A Tabela 13 apresenta dados referentes as armaduras de flexão positivas para um dos vãos da Viga 5, para as simulações realizadas, onde é possível observar que, com a diminuição dos vãos os esforços solicitantes diminuíram substancialmente, reduzindo a área de aço necessária. Situações análogas aconteceram com outras vigas do edifício.

Tabela 13 - Resultado do dimensionamento da armadura positiva da Viga 5

Modelo	Vão (m)	M (+), Máx. (KN.m)	A_{s,calc.} (cm²)	A_{s,efetivo}
Basalto	6,11	149	13,76	3Ø25 mm
Granito	5,91	120	8,79	3Ø20 mm
Calcário	5,80	112	8,19	4Ø16 mm
Arenito	5,21	91	5,36	3Ø16 mm

Fonte: Autores.

Para as lajes observa-se uma pequena variação entre os modelos, de forma que em relação ao edifício padrão, houve um acréscimo de 0,19%, 0,37% e 2,22% no consumo de aço para os modelos granito, calcário e arenito respectivamente. É importante frisar que não foi parte do escopo deste trabalho verificar e otimizar o detalhamento das faixas de armadura das lajes, geradas automaticamente pelo programa.

Análise da variação do f_{ck} do concreto nos lances dos pilares do edifício padrão

A Tabela 14 apresenta os valores de E_c utilizados nos respectivos lances de pilares para o edifício escalonado, conforme a Figura 4, usando agregado basalto.

Tabela 14 - Valores de E_c utilizados no edifício escalonado

f_{ck} (MPa)	E_{ci} (MPa)	E_{cs} (MPa)	$1,1E_{cs}$ (MPa)
25	33600	28980	31878
30	36807	32206	32427
35	39756	35283	38812
40	42501	38251	42076

Fonte: Autores.

Observa-se que a rigidez estrutural desses elementos tende a diminuir gradativamente. Os primeiros pavimentos apresentam uma rigidez maior nos pilares, e nos últimos essa rigidez tende a ser menor em função do menor f_{ck} .

A Tabela 15 apresenta uma comparação do coeficiente γ_z , deslocamentos de topo e deslocamentos entre pavimentos, para a simulação com edifício padrão e o edifício escalonado.

Tabela 15 - Comparação dos parâmetros de estabilidade entre o edifício padrão e o edifício escalonado

RENEFARA (Online)	Goiânia	v. 14	n. 1	jan./abr. 2019	18
-------------------	---------	-------	------	----------------	----

Edifício	$\gamma_z - (x)$	$\gamma_z - (y)$	$\Delta H - x$ (cm)	$\Delta H - y$ (cm)	$\Delta h_i - x$ (cm)	$\Delta h_i - y$ (cm)
Padrão	1,167	1,173	3,35	0,69	0,17	0,03
Escalonado	1,169	1,175	3,39	0,70	0,17	0,03
Variação (%)	0,17	0,17	1,19	1,45	0,00	0,00

Fonte: Autores.

Essa variação pode ser explicada pela redução da rigidez causada pela diminuição do módulo de elasticidade do concreto ao longo da altura do edifício. Entretanto, essa alteração não se deu de forma tão expressiva, enaltecendo a premissa de que é possível realizar um escalonamento da resistência à compressão do concreto nos pilares de um edifício, diminuindo a mesma nos pavimentos mais superiores.

Atendido os critérios de estabilidade global, realizou-se um comparativo dos custos dos insumos aço e concreto para os pilares entre os dois modelos, de forma a se identificar uma possível vantagem econômica na realização desse escalonamento de resistência. Para tal, as informações de custos dos insumos concreto usinado bombeado e aço cortado e dobrado, foram extraídas do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), referente ao mês de outubro de 2018, para o estado de Goiás.

Com isso, o valor total do insumo concreto para os pilares dos dois edifícios em estudo está apresentado na Tabela 16.

Tabela 16 - Custos do concreto dos pilares para os edifícios em estudo

	Edifício padrão		Edifício Escalonado		
	1 a 30	1 a 7	7 a 14	14 a 21	21 a 30
Lances dos pilares	1 a 30	1 a 7	7 a 14	14 a 21	21 a 30
Classe de Concreto (MPa)	40	40	35	30	25
Volume de concreto (m³)	1137,42	265,40	265,40	265,40	341,22
Preço unitário (R\$/m³)	347,36	347,36	334,73	323,15	312,63
Custo (R\$)	395.094,20	92.189,30	88.837,30	85.764,00	106.675,60
Total (R\$)	395.094,21	373.466,31			

Fonte: Autores.

Observa-se que houve uma redução de R\$ 21.627,90 no custo final do concreto do edifício escalonado, em relação ao edifício padrão, o que representa uma queda de 5,8%.

Foi avaliado ainda a variação do consumo de aço entre os dois modelos, uma vez que reduzir a resistência do concreto de um elemento estrutural pode acarretar em um aumento da taxa de armadura. Os resultados estão apresentados na Tabela 17. É preciso destacar, contudo, que os valores apresentados em relação ao consumo de aço na estrutura são referentes ao detalhamento gerado automaticamente pelo software TQS. Dessa forma, tais resultados poderiam resultar em valores diferentes a depender dos critérios de cada projetista durante a fase de detalhamento estrutural.

Tabela 17 - Custos do aço dos pilares para os edifícios em estudo

Diâmetro da barra (mm)	Edifício escalonado			Edifício padrão		
	Quant. (Kg)	Preço Unitário (R\$/Kg)	Preço Total (R\$)	Quant. (Kg)	Preço Unitário (R\$/Kg)	Preço Total (R\$)

5,0	871	4,83	4.206,93	871	4,83	4.206,93
6,3	26227	5,45	142.937,15	25907	5,45	141.193,15
8,0	960	5,45	5.232,00	994	5,45	5.417,30
10,0	1480	5,22	7.725,60	1576	5,22	8.226,72
12,5	42910	4,95	212.404,50	43793	4,95	216.775,35
16,0	8240	4,95	40.788,00	7476	4,95	37.006,20
20,0	10745	4,95	53.187,75	8890	4,95	44.005,50
25,0	1156	4,95	5.722,20	2095	4,95	10.370,25
		Total (R\$)	472.204,13		Total (R\$)	467.201,40

Fonte: Autores.

Observa-se que correu uma pequena variação o consumo de aço, o que resultou em um maior custo no edifício escalonado. Esse aumento foi de R\$ 5.002,73 reais em relação ao edifício padrão, o que representa uma taxa de acréscimo de 1,07%.

Realizando uma análise conjunta dos custos de concreto e aço, tem-se os resultados apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 - Comparação do custo total dos insumos concreto e aço dos pilares

Custo total pilares (concreto + aço) (R\$)		$\Delta\%$	Economia gerada (R\$)
Edifício padrão	862.295,61	1,97	16.625,18
Edifício escalonado	845.670,43		

Fonte: Autores.

Verifica-se que, apesar do aumento no consumo de aço dos pilares no edifício escalonado, ainda assim o custo total do mesmo foi menor em comparação ao edifício padrão, uma vez que a economia gerada no concreto foi mais expressiva. Dessa forma, os ganhos totais resultantes do processo de variação do f_{ck} nos pilares da estrutura totalizam R\$ 16.625,18 reais, correspondendo a uma economia de 1,97%. É preciso salientar que essa economia é referente apenas aos insumos, sem levar em consideração a mão de obra e demais aspectos que possam influenciar nesse custo.

Com isso, a suposição inicial de um possível ganho econômico a partir da redução do f_{ck} do concreto nos lances de pilares menos solicitados se mostra verdadeira para o edifício em estudo. Entretanto é preciso sempre uma avaliação específica de cada projeto, cabendo ao profissional analisar criteriosamente as melhores alternativas a serem adotadas.

CONCLUSÃO

O presente trabalho buscou analisar a influência do módulo de elasticidade do concreto em edifícios de múltiplos pavimentos. Diante dos resultados obtidos é possível concluir que o valor de E_c desempenha um papel fundamental na rigidez estrutural, interferindo diretamente nos deslocamentos horizontais e estabilidade global de uma estrutura de concreto armado. Assim, pode-se destacar os seguintes pontos:

- A mineralogia do agregado graúdo influencia no módulo de deformação do concreto, que por sua vez interfere diretamente na rigidez estrutural, provocando alterações nos deslocamentos laterais e magnitude dos esforços de segunda ordem atuantes;

- A medida que se reduz o valor de E_c , os esforços de segunda ordem e deslocamentos horizontais da mesma tendem a aumentar significativamente, podendo ultrapassar os valores limites estabelecidos pela NBR 6118:2014, tornando a estrutura inadequada;
- As estruturas executadas segundo a NBR 6118:2003, podem estar apresentando um comportamento global distante do previsto em projeto, uma vez que essa versão não levava em consideração o tipo de agregado graúdo na obtenção de E_c . Assim, edifícios construídos com agregados que conferem ao concreto um valor muito baixo de E_c , como o arenito e o calcário, podem estar apresentando deslocamentos e esforços de 2ª ordem superiores aos de projeto, o que pode gerar problemas estruturais. O inverso ocorre para agregados que conferem ao concreto um alto valor de E_c , como o basalto por exemplo.
- O processo de estabilização estrutural se dificulta em situações que se deseja utilizar agregados com um coeficiente α_E menor, como calcário ou arenito, uma vez o módulo de deformação do concreto nessa situação será baixo. Isso faz com que os elementos estruturais (principalmente os pilares) tenham que apresentar grandes dimensões a fim de conferir a estrutura uma rigidez adequada. Esse aumento pode acarretar em um maior consumo de materiais, podendo gerar incompatibilidades com o projeto arquitetônico;
- O processo de variação do f_{ck} ao longo dos pilares em edifícios altos, em contrapartida ao uso de uma única classe de resistência, se mostra como uma ótima alternativa para redução dos custos da estrutura. Entretanto é preciso sempre realizar uma análise dos parâmetros de estabilidade da mesma, uma vez que diminuir gradativamente essa resistência implica em uma redução da rigidez estrutural causada pela diminuição de E_c .

Diante do que foi observado, fica evidente a influência direta do módulo de deformação do concreto no comportamento de uma estrutura. Isso mostra a importância do cuidado que se deve ter na estimativa do mesmo durante a elaboração de um projeto, além de reforçar a necessidade de um bom controle tecnológico em campo, para garantir que a estrutura se comporte como previsto.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.
- BUENO, M. M. E. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil). Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 2009.
- CAIXA ECONÔMICA FEDERAL (CAIXA). **Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI**. Disponível em: <<http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi/Paginas/default.aspx>> Acesso em: 14 out. 2018.
- CALLISTER, Jr., W.D. **Ciência e Engenharia dos Materiais, uma Introdução**. 7ª Edição, Ed. Guanabara, 2008.
- FREITAS, F. C. **Avaliação da estabilidade global de edifícios com e sem elementos de contraventamento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Espírito Santo. Espírito Santo, 2015.

- KIMURA, A. E. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais.** São Paulo: Editora Pini, 2007.
- MARCHI, R. A. **Estudo sobre a variabilidade do módulo de deformação do concreto associada a atores intrínsecos à produção do material.** Dissertação (Mestrado), USP. São Carlos, 2011.
- MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto Microestrutura, Propriedades e Materiais.** São Paulo: 3ª ed. IBRACON, 2008.
- MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estruturas de concreto armado.** Dissertação de Mestrado, USP. São Carlos, 2011.
- NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto.** 5 Ed. Porto Alegre: Bookman, 2016.
- OLIVEIRA, D. M. **Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração das não-linearidades física e geométrica na análise global das estruturas de concreto armado.** Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.
- PINTO, R. S. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado.** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.