

Estudo comparativo do consumo e custos de concreto e aço para a estrutura de um edifício alto dimensionada com diferentes classes de resistência de concreto

Mileise Luelin Gonçalves¹

Jhulis Marina Carelli²

Maiara Foiato³

Resumo

Em virtude da elevada formação de centros urbanos com grande concentração demográfica e da maior necessidade de edificações mais esbeltas, se faz necessário, por parte do engenheiro civil, avaliar criteriosamente as condições de estabilidade, levando em consideração a influência que a classe de resistência do concreto tem no comportamento da estrutura e no custo final da edificação. Em virtude disso, analisou-se a variação no consumo de aço e concreto em estruturas dimensionadas com concretos com resistências C30 a C90, adotando o mesmo valor de coeficiente $Gama_Z$, em estruturas com diferentes seções de pilares e vigas, com diferentes seções somente nas vigas, com diferentes seções somente em pilares, além de avaliar os efeitos de punção decorrentes em algumas estruturas. Através desta pesquisa, verificou-se que o consumo de aço foi afetado pela armadura mínima estabelecida pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) e constatou-se que os concretos do grupo I da NBR 8953 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2015) são mais viáveis economicamente do que os do grupo II, pois a estrutura que apresentou menor custo foi a C30 do Estudo I.

Palavras-chave: Concreto armado. Resistência à compressão. Consumo dos materiais. Custo da estrutura.

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é o material mais utilizado na construção civil no Brasil, deste modo, é dever do engenheiro civil possuir o conhecimento técnico do assunto ao realizar um projeto estrutural. Levando em consideração a influência que a classe de resistência do concreto tem no comportamento da estrutura e no custo final da edificação, é de suma importância que o profissional compreenda quão significativa é esta influência na variação no consumo de concreto e aço.

Considerando a elevada formação de centros urbanos com alta concentração demográfica, o engenheiro civil deve oferecer soluções de construções verticais para atender ao crescimento das cidades. Devido a este fator, as construções tornaram-se mais altas e

¹ Graduanda em Engenharia Civil na Universidade do Oeste de Santa Catarina; mileise.luelin@hotmail.com

² Professora na Universidade do Oeste de Santa Catarina; jhulis.carelli@unoesc.edu.br

³ Professora na Universidade do Oeste de Santa Catarina; maiara.foiato@unoesc.edu.br

esbeltas, sendo necessário avaliar criteriosamente as condições de estabilidade. Mediante o exposto, esta pesquisa tem por finalidade comparar o consumo e custos de concreto e aço de um edifício de quinze pavimentos, localizado em região litorânea, onde a classe de agressividade do ambiente é classificada como forte. Com o auxílio do software Eberick 2018 é possível analisar o dimensionamento de modo a obter o modelo estrutural mais adequado que satisfaça os parâmetros de segurança e promova uma redução no consumo de materiais e, conseqüentemente, no custo total da edificação.

Neste contexto, o objetivo desse trabalho foi analisar a variação de consumo de materiais de uma estrutura dimensionada com diferentes classes de concreto, mantendo seus parâmetros de rigidez. Para tal, realizou-se a verificação da variação no consumo de aço e concreto em estruturas projetadas com concretos com resistências C30 a C90, simultaneamente, adotando o mesmo valor de coeficiente Gama-Z para as estruturas, porém com diferentes seções transversais de pilares e vigas (Estudo I), com diferentes seções transversais somente nas vigas (Estudo II), com diferentes seções transversais somente em pilares (Estudo III), além de avaliar os efeitos de punção decorrentes em algumas estruturas (Estudo IV).

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2015) a principal característica do concreto é a sua resistência à compressão. Entretanto, para a utilização estrutural é necessário associá-lo com um material que tenha boa resistência à tração: o aço.

A partir da resistência característica à compressão (f_{ck}), a NBR 8953 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2015) classifica os concretos estruturais nos grupos I e II. O grupo I corresponde aos concretos até a classe C50 e o grupo II refere-se aos concretos das classes superiores, até C100.

2.1 AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

Conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), as estruturas de concreto devem ser projetadas de modo que conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante sua vida útil. Para Carvalho e Figueiredo Filho (2015) uma das principais responsáveis pela perda de qualidade e durabilidade das estruturas é a agressividade do meio ambiente.

Para ambiente marinho, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) classifica a agressividade ambiental III como forte e com grande risco de deterioração. Helene (1986) considera atmosfera marinha como as regiões ao ar livre, sobre o mar e perto da costa que recebem gotículas de água salgada devido aos ventos.

De acordo com Garcia (2008), o limite entre as zonas de agressividade ambiental II e III para a região sul de Florianópolis é de 1400 m de distância do mar.

A durabilidade das estruturas depende das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura. A classe de concreto mínima para a classe de agressividade III é C30 (NBR 6118; ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

2.2 ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS

Para Chust e Miranda (2013, apud PAIXÃO; ALVES, 2016), a avaliação da estabilidade global de elementos estruturais é um dos principais fatores para a concepção estrutural. Na análise de estabilidade, os esforços são calculados a partir da geometria inicial da estrutura sem deformação, chamados efeitos de primeira ordem. Os efeitos de segunda ordem são decorrentes da deformação da estrutura.

Para a estrutura, quanto mais esbelta for, maior será a necessidade de análise dos efeitos de segunda ordem, que podem ser determinados a partir de parâmetros de estabilidade que auxiliam na decisão de considerar ou não os efeitos de segunda ordem (PAIXÃO; ALVES, 2016).

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) estes parâmetros são o Parâmetro de Instabilidade (α) e o Coeficiente Gama-Z (γ_z). Com o parâmetro α só é possível fazer uma avaliação da estabilidade do edifício, classificando-o como de nós fixos ou móveis. Com o parâmetro γ_z , além de ser possível a mesma avaliação, pode-se também estimar os esforços de segunda ordem (MONCAYO, 2011). O valor de γ_z para cada combinação de carregamento é regido pela relação entre os momentos de primeira ordem com o momento de tombamento, sendo os momentos de primeira ordem a soma dos produtos de todas as forças verticais pelos deslocamentos horizontais, e o momento de tombamento é a soma de todas as forças horizontais em relação à base da estrutura (NBR 6118; ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Sob a ação de forças horizontais, a estrutura é sempre calculada como deslocável. O fato de a estrutura ser classificada como sendo de nós fixos dispensa apenas a consideração dos esforços globais de segunda ordem. Portanto, considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,10$ (NBR 6118; ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Moncayo (2011) apresenta alguns fatores que podem influenciar diretamente na estabilidade global de edifícios: as ações atuantes, a rigidez dos elementos estruturais, possíveis redistribuições dos esforços e o modelo estrutural adotado. Para o autor, a alteração da rigidez tem influência direta na estabilidade global, sendo que os elementos de maior importância na avaliação da estabilidade são os pilares e vigas.

Conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura, levando-se em conta os possíveis estados-

limites últimos e os de serviço. A norma relaciona o estado-limite último (ELU) ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.

2.3 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) a seção transversal das vigas não pode apresentar largura inferior a 12 cm. A seção transversal dos pilares não pode apresentar dimensão menor que 19 cm. Além disso, não se permite pilar com área inferior a 360 cm² (NBR 6118; ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). Em relação às lajes, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) regulamenta que quando existirem tubulações embutidas de diâmetro menor ou igual a 10 mm o valor mínimo da espessura da mesa deve ser 5,0 cm. A espessura das nervuras não pode ser inferior a 5,0 cm. Além disso, a norma ainda afirma que para o projeto das lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, dispensa-se a verificação da flexão da mesa, e, para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje. A armadura mínima de tração de vigas é determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dada pela Equação 1 (NBR 6118; ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014):

$$M_{d,min} = 0,8 W_0 f_{ctk,sup} \quad (1)$$

Onde:

W_0 - módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$ - resistência característica superior do concreto à tração.

Sendo que a resistência característica superior do concreto à tração é calculada pela Equação 2.

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad (2)$$

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), a resistência média à tração é calculada através da Equação 3 para concretos de classes até C50 e através da Equação 4 para concretos de classe C55 até C90.

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (3)$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11f_{ck}) \quad (4)$$

A Tabela 1 apresenta as taxas mínimas de armadura de flexão que devem ser consideradas no dimensionamento das armaduras mínimas.

Tabela 1 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

Seção Retangular	Valores de $\rho_{\min} (A_{s,\min}/A_c)$						
Classe de Resistência (MPa)	30	40	50	60	70	80	90
	0,150	0,179	0,208	0,219	0,233	0,245	0,256

Fonte: adaptada de NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

A soma das armaduras de tração e compressão das vigas não pode exceder 4%. A mínima armadura lateral deve ser 0,10% em cada face da viga, não sendo necessária uma armadura superior a 5 cm²/m por face. Em vigas com altura igual ou inferior a 60 cm pode ser dispensada a utilização da armadura de pele. As armaduras principais de tração e de compressão não podem ser computadas no cálculo da armadura de pele (NBR 6118; ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) a armadura longitudinal mínima de pilares deve ser (Equação 5):

$$A_{s,\min} = \left(\frac{0,15N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004A_c \quad (5)$$

Onde:

N_d - força normal de cálculo;

f_{yd} - resistência de cálculo do aço;

A_c - área da seção transversal do concreto.

A armadura longitudinal máxima de pilares não pode exceder 8%. O diâmetro mínimo das barras longitudinais deve ser 10 mm e o máximo não pode exceder a 1/8 da menor dimensão transversal (NBR 6118; ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), para melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão e controlar a fissuração, são necessários valores mínimos de armadura passiva para as lajes, os quais estão definidos na Tabela 2.

Tabela 2 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{mín}$
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{mín}$

Onde:
 $\rho_s = A_s / b_w h$

NOTA: Os valores de $\rho_{mín}$ estão definidos na Tabela 1

Fonte: adaptada de NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

2.4 PUNÇÃO

Geralmente na ligação entre a laje e o pilar é possível ocorrer ruptura devido ao fenômeno conhecido como punção, o qual decorre da concentração de forças aplicadas em pequenas áreas das lajes, causando sua perfuração (SILVA, 2018).

De acordo com Lima (2001) para evitar a ruína por punção é necessário aumentar a resistência da ligação laje-pilar com o uso de armaduras de punção, podendo ser utilizados estribos ou conectores tipo pino.

Para Dilger e Ghali (1981, apud LIMA, 2001), apesar dos estribos serem escolhidos com maior frequência, a garantia de sua ancoragem requer cuidados especiais. O estribo deve envolver tanto a armadura de flexão superior quanto a inferior, o que dificulta e pode atrasar o processo executivo.

Conforme o item 19.5 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) deve-se levar em consideração a tensão resistente do concreto ao cisalhamento, que depende de vários fatores, dentre os quais: resistência do concreto à compressão, altura útil da laje, dimensões do pilar (que determinam o perímetro crítico) e a força ou reação concentrada de cálculo.

2.5 ESTUDOS REALIZADOS

Alguns estudos foram realizados comparando o consumo de concreto e aço para estruturas com diferentes classes de resistência de concreto. Destaca-se o estudo comparativo que Zambilo (2018) realizou, utilizando concretos de alta resistência para uma estrutura de 8 pavimentos, com área total de 3200 m² e altura de 20,40 m. Nos estudos realizados foram alteradas as resistências do concreto de C20 a C90, através do software Eberick, sendo que a resistência característica do concreto para a estrutura original era de 20 MPa. A estrutura foi considerada com classe de agressividade ambiental II (moderada).

Zambilo (2018) concluiu que a estrutura mais econômica foi a estrutura dimensionada com concreto de classe C40 no estudo II, onde alterou-se somente as seções de pilares. Além disso, a autora observou que para ambos os estudos as classes com menor custo total são as classes pertencentes ao grupo I da NBR 8953 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2015) devido à maior demanda de vendas.

Para uma análise final, notou-se que ambos os estudos obtiveram resultados muito parecidos, tanto para o consumo de insumos, quanto para os custos individuais e finais. Isso ocorre ao igualar o coeficiente γ_z para todas as estruturas (ZAMBILO, 2018).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A partir de um projeto estrutural desenvolvido por Zambilo (2018), foram alteradas diversas características estruturais do projeto original, através do programa computacional de dimensionamento estrutural denominado Eberick 2018, desenvolvido pela empresa AltoQI.

O projeto arquitetônico de Zambilo (2018) foi desenvolvido com uma arquitetura simples e simétrica, com pilares em prumadas e sem muitos detalhes construtivos. É importante salientar que este projeto foi desenvolvido para ser apenas um objeto de estudo e não arquitetonicamente viável.

Para o presente estudo foi considerado o projeto e execução de um edifício com 15 pavimentos localizado em região litorânea, onde a classe de agressividade é considerada como forte (III). Realizou-se a verificação da variação no consumo de aço e concreto em estruturas projetadas com concretos com classes de resistências C30 a C90, simultaneamente, adotando o mesmo valor de coeficiente γ_z para as estruturas, porém com diferentes seções transversais de pilares e vigas (Estudo I), com diferentes seções transversais somente nas vigas (Estudo II), com diferentes seções transversais somente em pilares (Estudo III), além de avaliar os efeitos de punção decorrentes em algumas estruturas (Estudo IV).

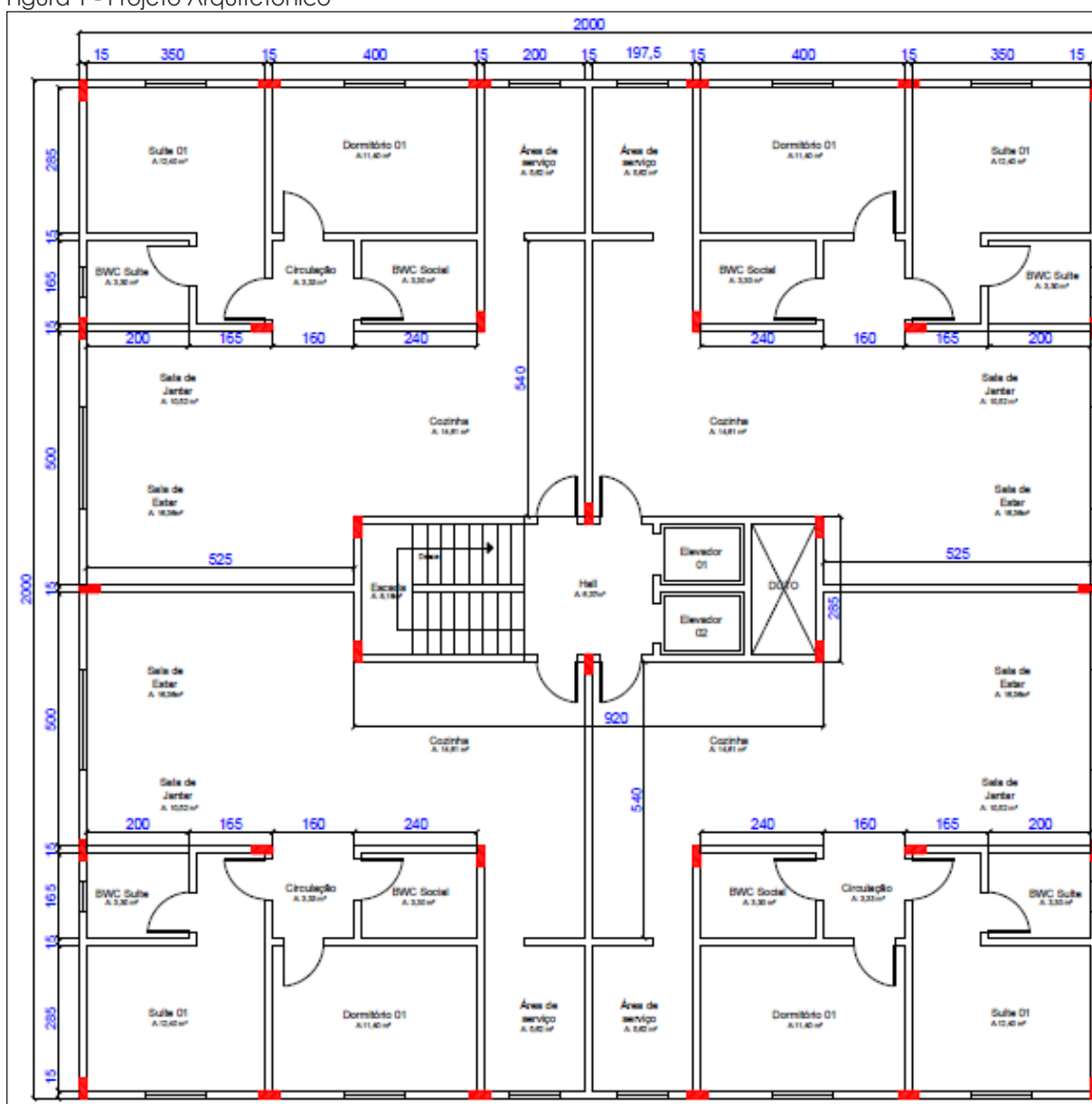
Foram realizados os dimensionamentos de 23 estruturas analisando o parâmetro gama-z e deslocamentos horizontais. Além disso, obteve-se o consumo de aço e concreto para cada conjunto de elemento estrutural (exceto fundações) e o consumo total para a estrutura.

Simultaneamente à análise destes parâmetros, foi realizado um levantamento de custos do aço CA-50 e CA-60 e diferentes tipos de concreto (C30 a C90) em empresas localizadas em Florianópolis-SC.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

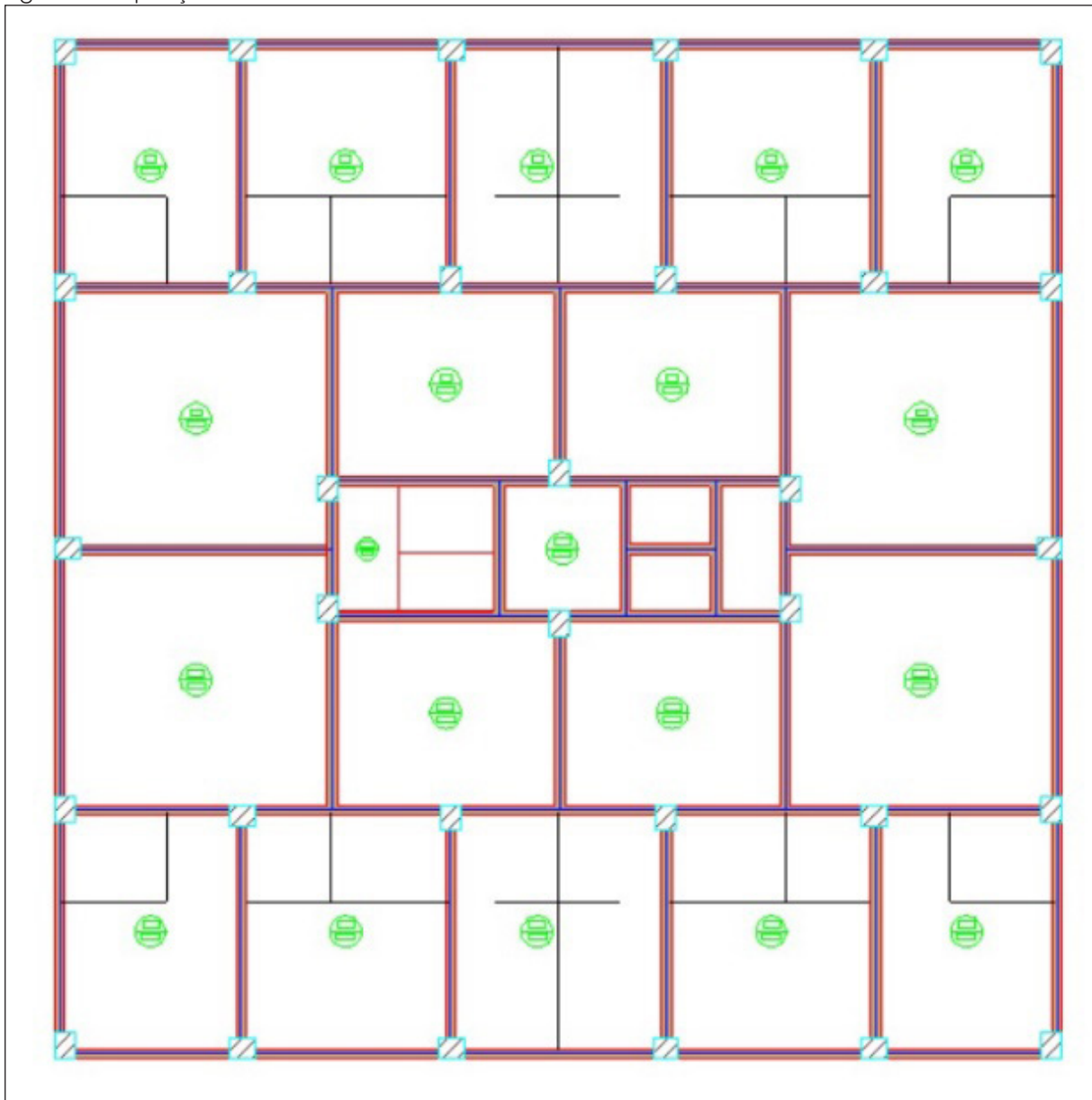
O projeto arquitetônico utilizado possui 20,00 metros de largura e 20,00 metros de comprimento (Figura 1). Cada pavimento possui 400,00 m² e pé direito de 3,0 metros, com quatro apartamentos, elevador, escadas e duto de ventilação. A Figura 2 demonstra a disposição dos elementos estruturais do projeto.

Figura 1 - Projeto Arquitetônico



Fonte: os autores.

Figura 2 - Disposição dos elementos estruturais



Fonte: os autores.

O projeto foi elaborado com concreto estrutural de classe C30, apresentando resistência característica à compressão (f_{ck}) de 300 kgf/cm² e peso específico de 2500 kgf/m². A estrutura foi caracterizada como classe de agressividade ambiental do tipo III (forte). Utilizou-se *slump* de 14,0 cm e agregado do tipo granito, pois, foi o agregado utilizado pela empresa no orçamento.

Vale ressaltar que se definiu a instalação da edificação deste estudo na região de Florianópolis, pois se trata de uma região onde há grande concentração demográfica e maior necessidade de edificações mais altas e esbeltas.

Seguindo as prescrições da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), as vigas e os pilares foram dimensionados com 4,0 cm de cobrimento e as lajes nervuradas com 3,5 cm.

As cargas acidentais em todas as lajes foram lançadas com valor de 150 kgf/m² e cargas de revestimento de 100 kgf/m². Entretanto, na cobertura foram utilizados 50 kgf/m² e 80 kgf/m² para as cargas acidentais e de revestimento, respectivamente. As escadas foram lançadas com espessura de 10,0 cm, carga acidental de 300 kgf/m² e carga de revestimento de 141 kgf/m².

Inicialmente, utilizando a classe C30, as vigas foram projetadas com dimensões de 20x60 cm e os pilares com 40x50 cm. A capa de concreto das lajes foi dimensionada com 4,0 cm e a espessura das nervuras com 12,0 cm em ambas as direções. Para o processamento da estrutura foram ativados os seguintes itens: análise estática linear e dimensionamento dos elementos.

Com o objetivo de se obter uma estrutura econômica, verificou-se que a seção de vigas e pilares da estrutura com concreto da classe C30 poderiam ter suas dimensões reduzidas, mantendo os deslocamentos de topo dentro dos limites da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) e conservando o mesmo valor de coeficiente γ_z : 1,08 na direção "x" e 1,10 na direção "y". O mesmo processo foi realizado para a estrutura com concreto C90.

Após verificar a inexistência de erros de dimensionamento e analisar que o coeficiente γ_z encontrava-se dentro dos parâmetros exigido pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), o mesmo processo foi realizado com a estrutura com classe C90. Vale ressaltar que a estrutura não foi avaliada para o estado de limite de serviço.

Por fim, o projeto original das duas classes de concreto (C30 e C90) deste estudo, possuem as seções conforme a Tabela 3.

Tabela 3 - Seção final de vigas e pilares das estruturas C30 e C90 (valores em centímetros)

Pavimento	C30		C90	
	Vigas	Pilares	Vigas	Pilares
Baldrame, Tipo 1 e 2	20x60	40x50	20x50	40x50
Tipo 3 e 4	20x60	40x50	20x50	35x45
Tipo 5, 6 e 7	20x60	35x45	20x50	35x45
Tipo 8 a Tipo 14 e Cobertura	20x55	35x45	20x40	35x45

Fonte: os autores.

Convém destacar que, durante uma análise prévia no consumo de materiais, verificou-se que havia certa diferença desproporcional na quantidade de barras de aço com bitola de 6,3 mm para a classe de concreto C30 em relação às outras classes. Após diversas observações, concluiu-se que a estrutura da classe C30 estava sendo dimensionada com armadura de pele, pois o software possui como configuração padrão ativar o dimensionamento destas armaduras com altura inicial de 60,0 cm. Então, seguindo as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), alterou-se esta configuração para 61,0 cm e verificou-se que haviam sido eliminadas as armaduras de pele nas vigas que

possuíam 60,0 cm. Neste sentido, os estudos foram realizados de acordo com o que indica a norma, ou seja, retirando-se a armadura de pele para as vigas com 60 cm de altura.

3.2 ESTUDO I – ALTERAÇÃO DA SEÇÃO DE PILARES E VIGAS NO SENTIDO DA COBERTURA PARA BALDRAME

Este estudo tem o objetivo de avaliar o consumo e custo de aço e concreto através da alteração da resistência do concreto de pilares, vigas e lajes para as classes: C30, C40, C50, C60, C70, C80 e C90, mantendo os parâmetros do coeficiente γ_z para cada classe de resistência.

A estrutura foi dimensionada com classes de resistências diferentes, possuindo parâmetros do coeficiente γ_z diferentes. Com a finalidade de manter o coeficiente γ_z do projeto original, alterou-se a seção de pilares e vigas para cada classe. Para este estudo adotou-se o método de redução das seções de pilares e vigas no sentido da cobertura para os andares inferiores.

O processo de alteração das seções de vigas e pilares ocorreu da seguinte forma: inicialmente alterava-se o fck de todos os elementos estruturais e em seguida realizavam-se as modificações nas seções de pilares e/ou vigas ao longo de cada pavimento por completo, sendo necessário reprocessar estas estruturas diversas vezes até que os parâmetros de rigidez obtivessem valores iguais à estrutura original.

As seções das vigas estão descritas na Tabela 4 e as seções dos pilares estão descritas na Tabela 5.

Tabela 4 - Seção das vigas em centímetros - Estudo I

Pavimento	Classes de concreto						
	C30	C40	C50	C60	C70	C80	C90
Baldrame e Tipo 1	20x60	20x55	20x55	20x55	20x50	20x50	20x50
Tipo 2	20x60	20x55	20x55	20x50	20x50	20x50	20x50
Tipo 3 a Tipo 7	20x60	20x55	20x50	20x50	20x50	20x50	20x50
Tipo 8	20x55	20x55	20x50	20x50	20x50	20x50	20x40
Tipo 9, 10 e 11	20x55	20x50	20x50	20x50	20x50	20x40	20x40
Tipo 12, 13, 14 e Cobertura	20x55	20x50	20x50	20x50	20x40	20x40	20x40

Fonte: os autores.

Tabela 5 - Seção dos pilares em centímetros - Estudo I

Pavimento	Classes de concreto						
	C30	C40	C50	C60	C70	C80	C90
Baldrame, Tipo 1 e 2	40x50	40x50	40x50	40x50	40x50	40x50	40x50
Tipo 3	40x50	40x50	40x50	35x45	35x45	35x45	35x45
Tipo 4	40x50	40x50	35x45	35x45	35x45	35x45	35x45
Tipo 5 a Tipo 14 e Cobertura	35x45	35x45	35x45	35x45	35x45	35x45	35x45

Fonte: os autores.

Em seguida, gerou-se o relatório de consumo de materiais para os elementos vigas, pilares, lajes e escadas de todos os pavimentos. Após obter o resumo de materiais para cada estrutura e com o auxílio dos orçamentos adquiridos determinou-se o custo final para cada projeto estrutural.

3.3 ESTUDO II – ALTERAÇÃO DA SEÇÃO DE VIGAS NO SENTIDO DO BALDRAME PARA A COBERTURA

O segundo estudo realizado possui os mesmos objetivos do Estudo I com a diferença que foi somente alterada a seção das vigas, diminuindo a altura “h” no sentido contrário do Estudo I, ou seja, no sentido do pavimento baldrame para a cobertura. A metodologia empregada para este estudo foi a mesma do Estudo I. As seções das vigas obtidas para cada classe de concreto encontram-se na Tabela 6.

Tabela 6 - Seção das vigas em centímetros - Estudo II

Pavimento	Classes de concreto						
	C30	C40	C50	C60	C70	C80	C90
Baldrame, Tipo 1 a Tipo 7	20x60	20x60	20x60	20x60	20x60	20x60	20x60
Tipo 8 a Tipo 14 e Cobertura	20x55	20x55	20x55	20x55	20x55	20x55	20x55

Fonte: os autores.

3.4 ESTUDO III – ALTERAÇÃO DA SEÇÃO DE PILARES

O Estudo III possui o objetivo de avaliar o consumo e custo de aço e concreto dos elementos estruturais de estruturas dimensionadas com as classes: C30, C40, C50, C60, C70, C80 e C90, mantendo o coeficiente γ_z idêntico em cada classe de resistência. Para este estudo, alterou-se somente a seção dos pilares, utilizando as seções de viga da classe C30 do Estudo I, as quais podem ser verificadas na Tabela 7.

Tabela 7 - Seção das vigas em centímetros - Estudo III

Pavimento	Classes de concreto						
	C30	C40	C50	C60	C70	C80	C90
Baldrame	20x55	20x55	20x50	20x50	20x50	20x45	20x45
Tipo 1	20x60	20x55	20x50	20x50	20x50	20x50	20x45
Tipo 2 e 3	20x60	20x55	20x50	20x50	20x50	20x50	20x50
Tipo 4	20x60	20x55	20x55	20x50	20x50	20x50	20x50
Tipo 5 a Tipo 14 e Cobertura	20x60	20x55	20x55	20x55	20x50	20x50	20x50

Fonte: os autores.

Para manter o coeficiente γ_z do projeto original, o processo de alteração das seções dos pilares ocorreu de forma diferenciada, pois foi necessário alterar as seções dos pilares em prumadas e não por pavimento como feito anteriormente no Estudo I. Na Tabela 8, é possível

verificar a quantidade de pilares dimensionados com diferentes seções para cada classe de resistência.

Tabela 8 - Resumo das seções de pilares do Estudo III

Classe de concreto	Quantidade de pilares			
	40x50	35x45	30x40	25x35
C30	18	14		
C40		32		
C50			24	8
C60			30	2
C70			26	6
C80			22	10
C90			22	10

Fonte: os autores.

3.5 ESTUDO IV – INFLUÊNCIA DOS ESFORÇOS DE PUNÇÃO NAS LAJES

Após analisar o resumo de materiais das lajes do Estudo I (Tabela 9), verificou-se que as lajes de alguns pavimentos apresentavam certa desproporcionalidade na quantidade de aço e concreto em comparação com as demais. O fato é que, exceto a laje de cobertura, todas as lajes foram dimensionadas com a mesma seção e possuíam o mesmo carregamento, portanto, todos os pavimentos que continham seção de vigas idênticas deveriam ter a mesma quantidade de aço e concreto nas lajes.

Tabela 9 - Consumo de materiais das lajes por pavimento para a classe C30 do Estudo I

Pavimento	Peso do aço +10% (kg)	Volume de concreto (m³)
Cobertura	1292,5	30,60
Tipo 5 a Tipo 14	2182,7	29,40
Tipo 1 a Tipo 4	2193,1	29,50
Baldrame	2204,1	30,10

Fonte: os autores.

Devido a isso, foi necessário analisar as pranchas de todos os pavimentos de todas as estruturas dimensionadas. Observou-se que determinadas lajes estavam sendo submetidas ao esforço de punção nos pavimentos onde havia pilares com seções 40x50 cm (baldrame, tipo 1, 2, 3 e 4). Neste sentido, utilizando a estrutura com concreto de classe C30 do Estudo I, realizaram-se dois tipos de alterações para combater a punção nessas lajes: (a) alterando a seção dos pilares e vigas e (b) alterando a seção das vigas.

3.5.1 Alterando a seção dos pilares

Primeiramente, verificaram-se quais pilares estavam gerando esforços de punção nas lajes. Em seguida, avaliou-se a quantidade e o diâmetro das barras de aço dimensionadas para cada pilar nos pavimentos baldrame, tipo 1, tipo 2, tipo 3 e tipo 4 (Tabela 10).

Tabela 10 - Armadura de punção

Pavimento Baldrame				
Pilar	P13	P18	P20	P27
Armadura dimensionada	1Ø6,3	1Ø5,0	2Ø5,0 4Ø5,0	-
Pavimento Tipo 1, Tipo 2, Tipo 3 e Tipo 4				
Pilar	P13	P18	P20	P27
Armadura dimensionada	1Ø6,3	1Ø5,0	2Ø5,0 4Ø5,0	3Ø6,3

Fonte: os autores.

Posteriormente, reduziu-se a seção destes pilares para 35x45 cm. Processando a estrutura novamente, percebeu-se que os esforços de punção foram eliminados, entretanto o coeficiente γ_z apresentou valor na direção "x" de 1,09 e na direção "y" de 1,10. Para enrijecer a estrutura a fim de manter o coeficiente γ_z idêntico à estrutura original, foi necessário aumentar a seção das vigas. No pavimento baldrame as vigas ficaram com 20x65 cm e nos pavimentos tipo 1 até o pavimento cobertura ficaram com 20x60 cm.

3.5.2 Alterando a seção das vigas

Uma opção utilizada para eliminar a punção das lajes foi modificar somente a seção das vigas. Optou-se em modificar a largura "b" das vigas para 35,0 cm, pois assim, os pilares possuiriam menor área de contato com as lajes. Deste modo, as lajes que estavam transferindo seus esforços para os pilares passaram a transferi-los para as vigas, eliminando os efeitos de punção dessas lajes.

Entretanto, com esta modificação, o coeficiente γ_z apresentou valores na direção "x" de 1,09 e na direção "y" de 1,10. Para enrijecer a estrutura a fim de manter o coeficiente γ_z idêntico à estrutura original, foi necessário reduzir a altura "h" de algumas vigas para 50 cm.

As vigas modificadas foram a V3, V7 e o primeiro trecho da viga V10. Foi necessário realizar estas alterações nos pavimentos baldrame, tipo 1, tipo 2, tipo 3 e tipo 4. Após a alteração das seções das vigas, verificou-se que o coeficiente γ_z se igualava ao da estrutura original.

3.6 ORÇAMENTO

Com a finalidade de obter a análise comparativa do custo das estruturas dimensionadas com diferentes classes de concreto, solicitaram-se orçamentos com o custo unitário de aço e concreto em empresas localizadas na região de Florianópolis. O orçamento do aço foi disponibilizado pela empresa Gerdau e o orçamento de concreto pela empresa Votorantim (Tabela 11).

Tabela 11 - Custos unitários de aço e concreto

Valor unitário de custo de aço			Valor unitário de custos de concreto	
Aço	Diâmetro (mm)	Preço (R\$/kg)	Classe do concreto	Preço (R\$/m³)
CA-50	6,3	R\$ 4,21	C30	R\$ 263,00
CA-50	8,0	R\$ 4,21	C40	R\$ 289,00
CA-50	10,0	R\$ 4,09	C50	R\$ 330,00
CA-50	12,5	R\$ 3,90	C60	R\$ 360,00
CA-50	16,0	R\$ 3,90	C70	R\$ 390,00
CA-50	20,0	R\$ 3,90	C80	R\$ 420,00
CA-60	5,0	R\$ 4,51	C90	R\$ 450,00

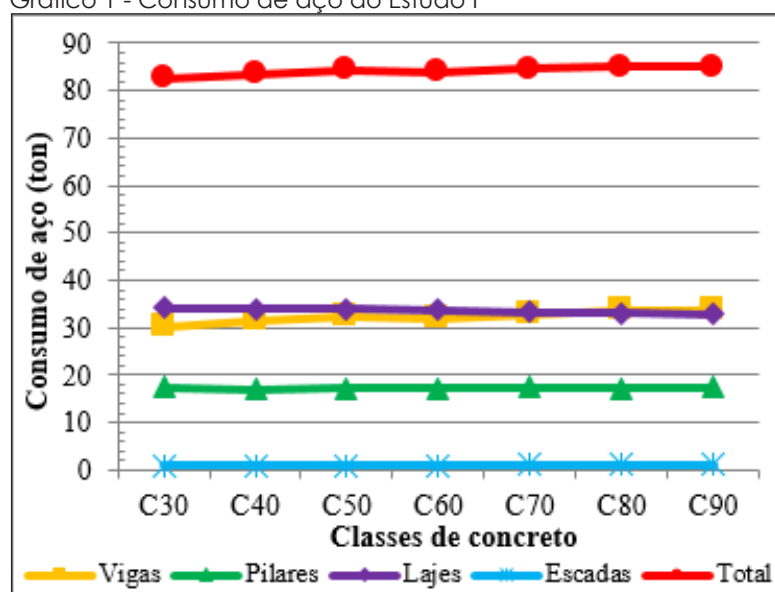
Fonte: os autores.

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 ESTUDO I – ALTERAÇÃO DA SEÇÃO DE PILARES E VIGAS NO SENTIDO DA COBERTURA PARA BALDRAME

As alterações realizadas neste estudo resultaram na variação do consumo de aço e concreto entre as estruturas com diferentes classes de resistência. O Gráfico 1 apresenta o consumo de aço individual para cada grupo de elementos estruturais e o consumo total da estrutura para cada classe de resistência de concreto.

Gráfico 1 - Consumo de aço do Estudo I



Fonte: os autores.

Figura 3 - Dimensionamento da viga V10 nos pavimentos tipo 1 e tipo 11 da estrutura dimensionada com classe C30

Nome		Trechos		As pos inferior
9	V9	1	1 - 1	2 ø 16.0
10	V10	2	2 - 2	6 ø 8.0
11	V11	3	3 - 3	6 ø 8.0
12	V12	4	4 - 4	2 ø 16.0

Nome		Trechos		As pos inferior
9	V9	1	1 - 1	2 ø 10.0
10	V10	2	2 - 2	2 ø 10.0
11	V11	3	3 - 3	2 ø 10.0
12	V12	4	4 - 4	2 ø 10.0

Fonte: os autores.

Em relação às vigas, observa-se que ocorre um aumento de 7% no consumo de aço entre as resistências C30 e C50. Em seguida, há uma pequena redução da classe C50 até a C60 de 1%. Por fim, há um acréscimo de, aproximadamente, 5,5% da classe C60 até a C90.

O aumento no consumo de aço das vigas da classe C30 a C50 é atribuído ao fato de que a estrutura foi dimensionada pela área de armadura mínima.

Com o propósito de verificar se tal afirmação é verdadeira, utilizou-se a viga V10 da estrutura dimensionada com resistência C30 como exemplo. No pavimento tipo 1 a seção da viga V10 é de 20x60 cm e, conforme Tabela 1, possui área de aço mínima de 1,80 cm². No pavimento tipo 11 a viga está dimensionada com 20x55 cm e área de aço mínima de 1,65 cm². Através da Figura 3 é possível comparar o dimensionamento da viga V10 no pavimento tipo 1 e tipo 11.

Analisando os resultados da área de aço dimensionada para resistir aos esforços de tração, nota-se que a viga no pavimento tipo 11 está sendo calculada pela área de aço mínima, pois $2 \varnothing 6,3$ equivale a área de aço mínima necessária, enquanto a viga do pavimento tipo 1 está sendo solicitada para uma área de aço maior do que a mínima. Diante disso, conclui-se que a utilização de armadura mínima ocorre desde a classe C30, sendo usada principalmente nos pavimentos superiores. Devido a isto, ocorre o aumento no consumo de aço da classe C30 até a classe C50.

A redução entre as classes C50 e C60 é resultante da alteração dos grupos de resistência da NBR 8953 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2015), grupo I e II, respectivamente. As principais diferenças entre estes grupos estão no cálculo do módulo de elasticidade inicial do concreto e da resistência média à tração (Equação 3 e Equação 4), esta, por sua vez, interfere no dimensionamento do momento fletor mínimo (Equação 1).

O acréscimo no consumo de aço que ocorre a partir da classe C70 se deve ao fato de que a área de aço do elemento está sendo dimensionada pela área de aço mínima. Como a taxa mínima de armadura de flexão aumenta na medida em que se eleva a classe de concreto, este aumento no consumo de aço é considerado previsível. No entanto, apesar de que as vigas tiveram suas seções reduzidas, essa diferença não foi suficiente para reduzir o consumo de aço deste elemento.

A classe C30 consumiu menor quantidade de aço e a classe C90 a maior, com uma diferença de 11,75% entre estas resistências.

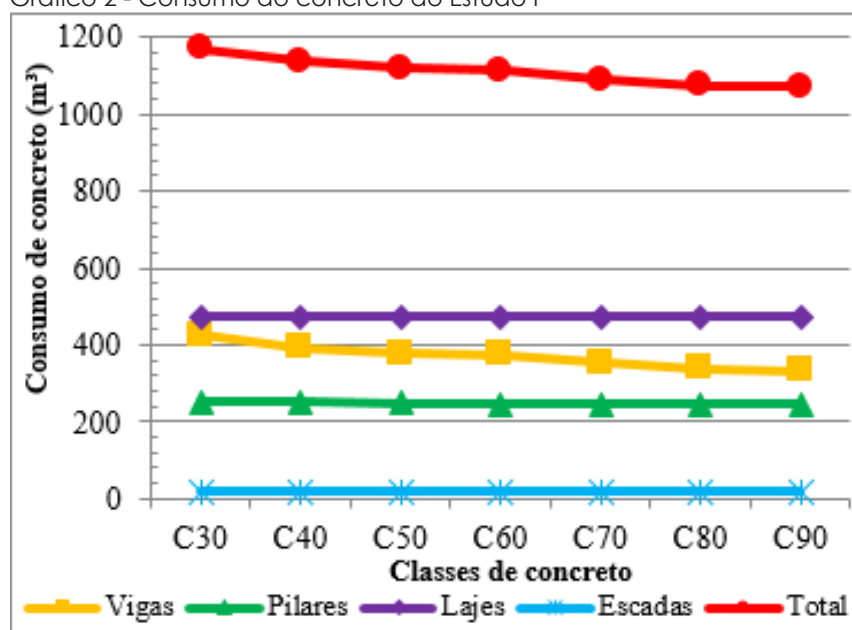
Com relação aos pilares, observou-se certa oscilação no consumo de aço entre todas as estruturas. A variação foi de apenas 3% entre os pilares de todas as estruturas, sendo que a estrutura que consumiu menos aço foi a dimensionada com classe C40, que teve seu consumo reduzido devido ao aumento da resistência do concreto, enquanto a C70 consumiu mais aço. Portanto, a oscilação decorre da mínima variação da seção dos pilares entre todas as estruturas, resultando em um consumo de aço muito próximo para estes elementos.

As lajes sofrem uma redução de, aproximadamente, 3,5% no consumo de aço entre as resistências C30 e C90. Observando o dimensionamento, verificou-se que havia um número predominante de lajes que foram dimensionadas com área de aço superior à área de aço mínima, diferentemente do dimensionamento de vigas e pilares. Em vista disso, este decréscimo é consequência do aumento da resistência à compressão do concreto.

Analisando o consumo total das estruturas, verificou-se que a classe C30 consumiu menor quantidade de aço e a classe C90 a maior, possuindo uma diferença entre as duas de apenas 3%. As vigas apresentaram maior influência neste resultado.

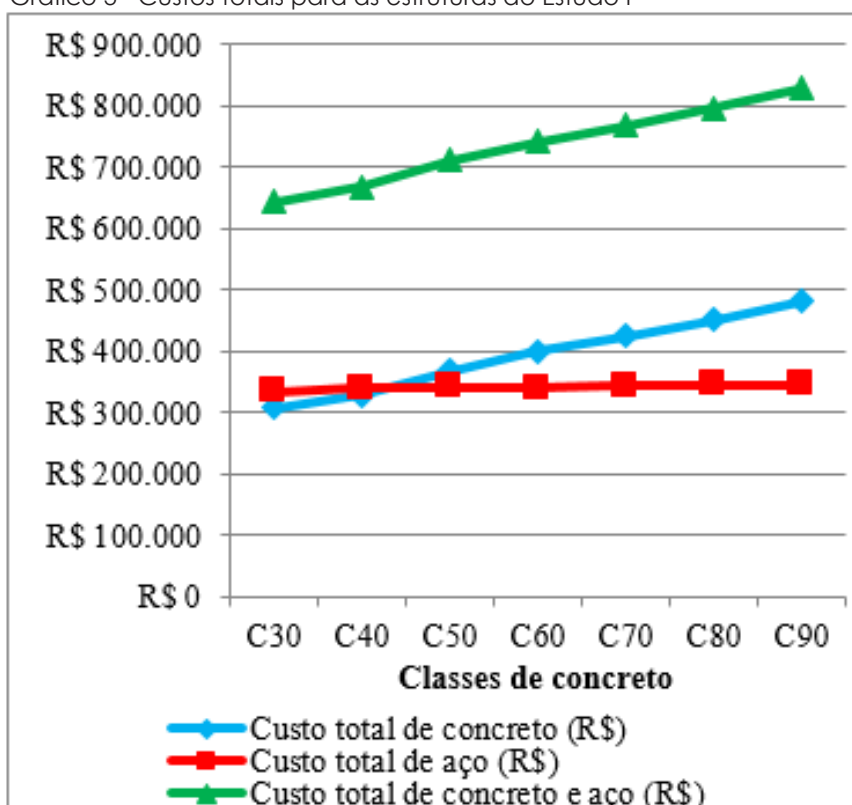
O Gráfico 2 apresenta o consumo de concreto para as estruturas e através do Gráfico 3 analisou-se a variação no custo total de concreto e aço.

Gráfico 2 - Consumo do concreto do Estudo I



Fonte: os autores.

Gráfico 3 - Custos totais para as estruturas do Estudo I



Fonte: os autores.

Tanto para as vigas quanto para os pilares, observa-se um decréscimo constante (22% e 3%, respectivamente), devido à utilização de seções menores conforme aumentava a classe de resistência do concreto, sendo este processo decorrente ao igualar os coeficientes γ_z de cada estrutura.

Quanto às lajes, praticamente não houve alterações. Em relação ao consumo total de concreto, observou-se que reduziu em, aproximadamente, 8,5% da classe C30 à C90. Tanto as vigas quanto os pilares influenciaram no resultado total.

Utilizando o custo unitário e o consumo total de cada material, avaliaram-se as estruturas quanto à sua economia financeira, de modo a determinar qual classe de resistência possui maior viabilidade econômica para a região de Florianópolis – SC.

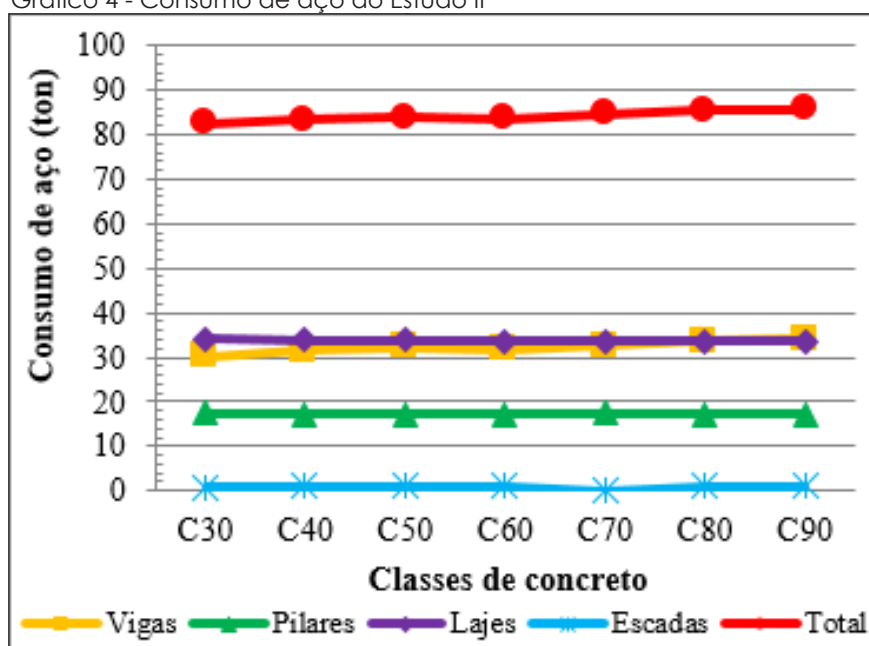
Em relação ao custo total de concreto, por meio do Gráfico 4 é possível observar que a estrutura C30 possui menor custo, enquanto a C90 maior, com um acréscimo de 56,5% entre as classes. Este aumento é consequência do valor unitário do concreto, que é maior conforme se elevam as classes de resistências.

Ao analisar os custos totais de aço, conclui-se que a variação acompanha o consumo para cada classe de resistência. Entretanto, a variação foi de apenas 3% entre as classes C30 e C90, sendo que a C30 apresentou valores menores. Em relação ao custo total de aço e concreto, a estrutura dimensionada com classe de resistência C30 apresentou menor custo de materiais, com uma diferença de 29% em comparação com a C90 que apresentou maior.

4.2 ESTUDO II – ALTERAÇÃO DA SEÇÃO DE VIGAS NO SENTIDO DO BALDRAME PARA A COBERTURA

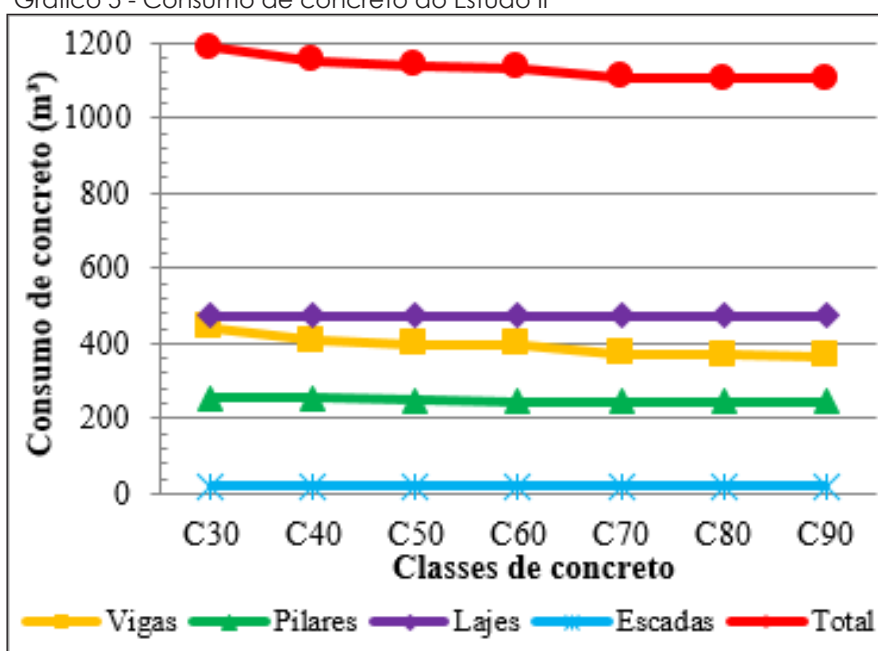
Para o segundo estudo alterou-se somente as seções das vigas de todas as estruturas, mantendo coeficiente γ_z da estrutura original. O Gráfico 4 apresenta o consumo de aço para cada estrutura e o consumo de concreto para as estruturas encontra-se no Gráfico 5.

Gráfico 4 - Consumo de aço do Estudo II



Fonte: os autores.

Gráfico 5 - Consumo de concreto do Estudo II



Fonte: os autores.

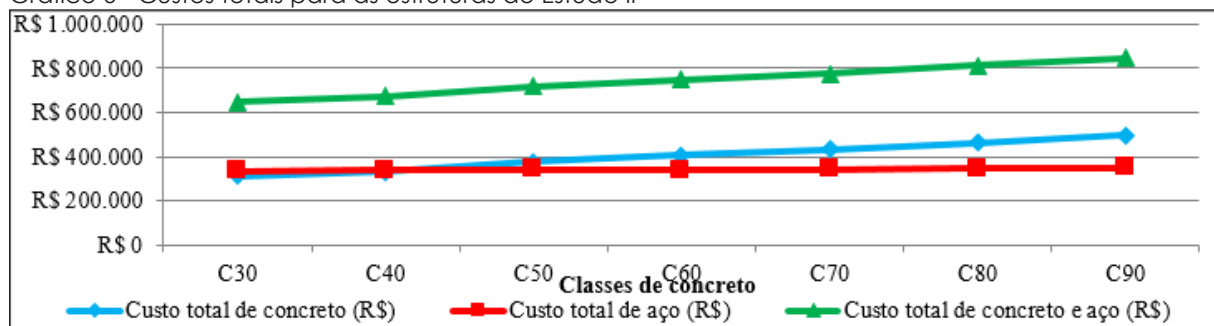
A estrutura com classe C30 apresentou menor consumo de aço enquanto a estrutura C90 maior, com uma diferença de, aproximadamente, 4%. A classe que consumiu menos concreto foi a C90, enquanto a C30 consumiu mais, com uma variação de 7% entre as resistências.

Analisando tanto o consumo de aço quanto o consumo de concreto constata-se que o comportamento dos materiais foi idêntico ao do Estudo I. Isto representa que as modificações realizadas somente nas seções das vigas não impactaram de maneira significativa o consumo de materiais das estruturas.

Durante a execução deste estudo, foi possível perceber que as vigas possuem maior influência na estabilidade global da estrutura, sendo que, quando as dimensões das vigas dos pavimentos inferiores eram reduzidas ocasionava a perda de rigidez da estrutura, mesmo resistindo aos esforços impostos a elas. É por este motivo que há um consumo maior de concreto no Estudo II do que o Estudo I, pois o número de vigas que tiveram suas seções reduzidas foi menor, mantendo praticamente o mesmo consumo de aço entre os dois estudos.

A partir do Gráfico 6, observam-se os custos de aço, concreto e total das estruturas do Estudo II.

Gráfico 6 - Custos totais para as estruturas do Estudo II



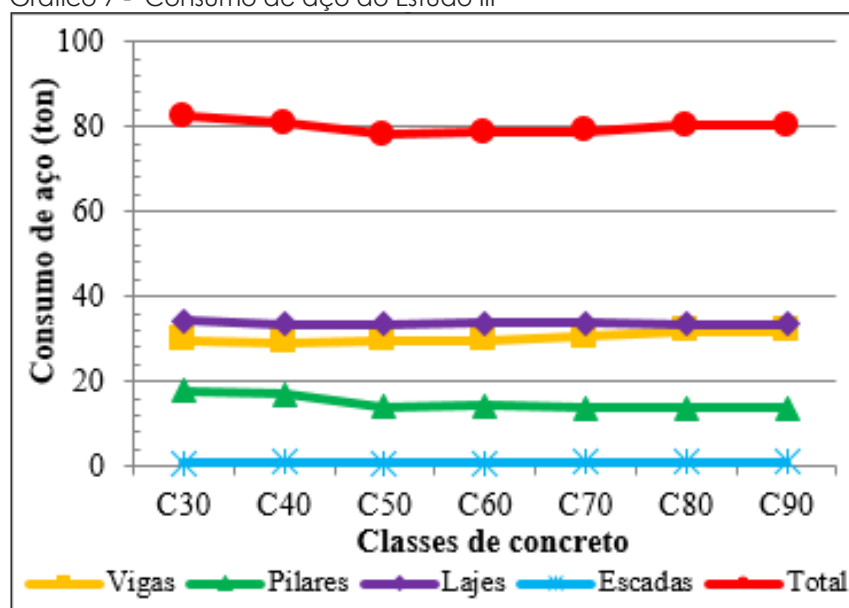
Fonte: os autores.

As estruturas apresentaram comportamento idêntico ao Estudo I, fato este resultante do consumo de materiais, como já citado anteriormente. A classe que apresentou maior custo total de concreto e aço foi a classe C90, com um aumento de 30% em comparação com a C30, que possui menor custo.

4.3 ESTUDO III – ALTERAÇÃO DA SEÇÃO DE PILARES

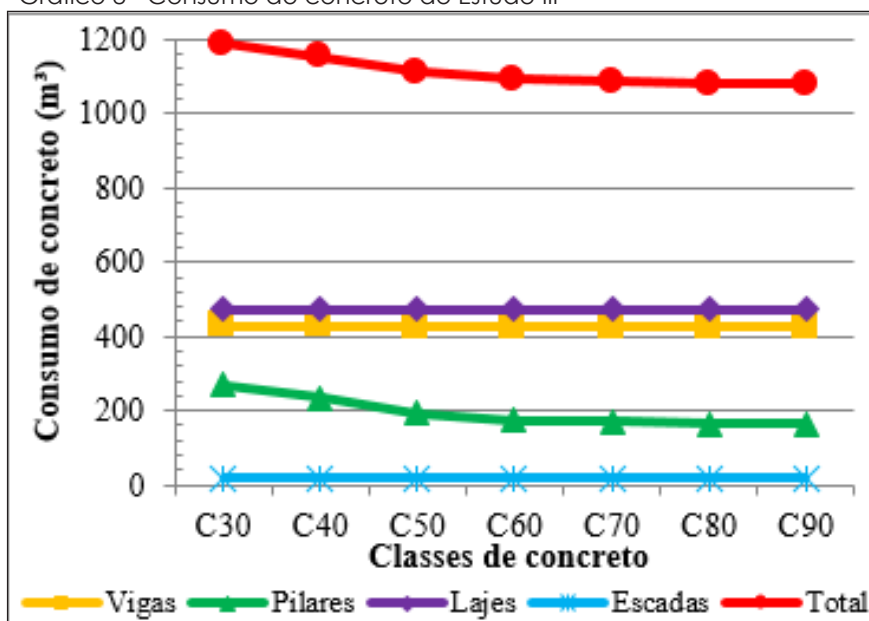
No terceiro estudo, alterou-se a classe de resistência à compressão do concreto para toda a estrutura. A fim de se obter o mesmo coeficiente γ_z modificou-se somente a seção dos pilares. O Gráfico 7 apresenta o consumo de aço para cada classe de resistência e o Gráfico 8 apresenta o consumo de concreto.

Gráfico 7 - Consumo de aço do Estudo III



Fonte: os autores.

Gráfico 8 - Consumo de concreto do Estudo III



Fonte: os autores.

Através do Gráfico 8, verifica-se que ocorre um pequeno decréscimo no consumo de aço das vigas da classe C30 para a C40. Isto pode ser explicado pelo aumento da resistência do concreto, que ocasiona a redução da área de aço necessária para o dimensionamento das vigas. Em seguida, a partir da resistência C40 até a C90, há um aumento de, aproximadamente, 9%, provavelmente devido ao fato das vigas estarem sendo dimensionadas pela área de armadura mínima.

Em relação aos pilares há uma redução de 22% no consumo de aço entre as classes C30 e C50 que ocorre ao diminuir sua seção, diminuindo a área de armadura mínima. Da

classe C50 até a C60 nota-se um aumento de 2% seguido de uma redução de 4% para a resistência C70, sucedido de um novo acréscimo de 1% até a classe C90. Esse aumento que ocorre entre as resistências C50 e C60 se deve à alteração dos grupos de resistência (do I para o II), como explicado anteriormente. O acréscimo até a classe C90 está relacionado ao aumento na armadura necessária.

O consumo de aço das lajes diminui 2% da classe C30 até a C90 devido ao aumento da resistência do concreto conforme se elevam as classes.

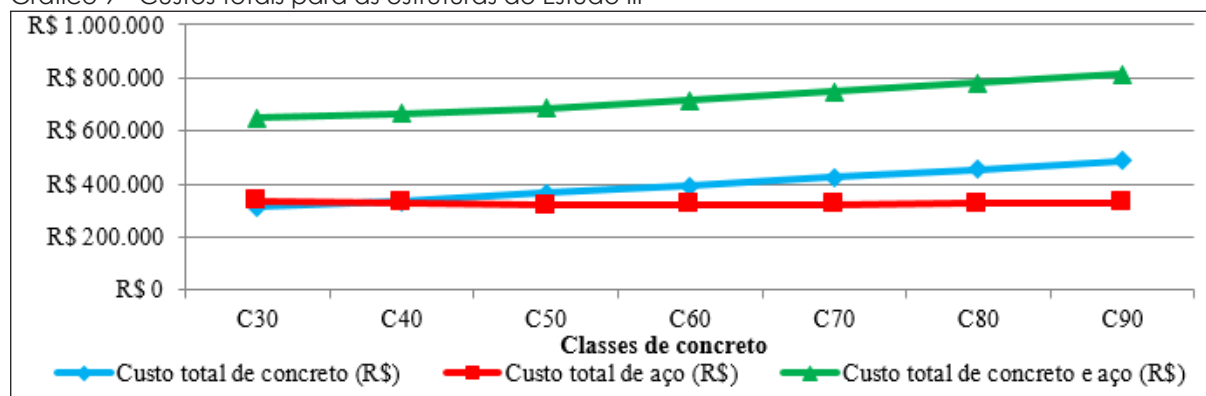
Analisando o consumo total de aço das estruturas, constata-se que os pilares estão influenciando significativamente o resultado. A classe C50 apresentou menor consumo de aço enquanto a C30 maior, com uma diferença de 6% entre as resistências.

Quanto às vigas e lajes, praticamente não sofreram alterações no consumo de concreto, pois não houve modificações nas suas seções. Com relação aos pilares, é possível observar uma redução de, aproximadamente, 40% da classe C30 até a C90. Este fato se deu devido à redução das seções dos pilares conforme se aumentava a classe de resistência, a fim de manter o coeficiente idêntico ao da estrutura original.

Observando o consumo total de concreto, constata-se que a classe C30 consumiu 9% menos concreto que as classes C80 e C90, que consumiram mais.

Através do Gráfico 9, verifica-se a variação no custo total de concreto e aço para todas as estruturas dimensionadas com diferentes classes de resistência de concreto.

Gráfico 9 - Custos totais para as estruturas do Estudo III



Fonte: os autores.

Ao observar os custos de concreto, verifica-se que, apesar de ter o maior consumo entre estruturas, a classe C30 apresentou menor custo, enquanto a classe C90 maior, com um aumento de 55,5%. Este aumento é consequência do custo unitário do concreto, que é 71% maior entre as resistências C30 e C90.

Em relação aos custos de aço, é possível observar que a variação acompanha o consumo de aço para cada classe de concreto. A classe C50 apresentou menor custo e a classe C30 maior, com um aumento de, aproximadamente, 5% entre as resistências.

Analisando o total, a estrutura dimensionada com resistência C30 teve menor custo de materiais, com uma diferença de 26% em comparação com a classe C90 que apresentou o maior custo de materiais.

4.4 ESTUDO IV – INFLUÊNCIA DOS ESFORÇOS DE PUNÇÃO NAS LAJES

A Tabela 12 apresenta o consumo de aço e a Tabela 13 o consumo de concreto para a estrutura do Estudo I (Estrutura I), para a estrutura com alteração nas seções dos pilares e vigas (Estrutura A) e para a estrutura com as vigas modificadas (Estrutura B).

Tabela 12 - Consumo de aço (ton) para as estruturas do Estudo IV

Estrutura	Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
I	30,20	17,40	34,09	0,84	82,55
A	30,37	17,57	34,04	0,84	82,84
B	30,59	17,38	33,82	0,78	82,59

Fonte: os autores.

Tabela 13 - Consumo de concreto (m³) para as estruturas do Estudo IV

Estrutura	Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
I	426,5	252,7	472,9	19,0	1171,1
A	447,3	250,4	472,7	19,0	1189,4
B	449,9	252,7	471,5	18,6	1192,8

Fonte: os autores.

Em relação às estruturas "I" e "A", o consumo total de aço aumentou em 0,35% e o de concreto aumentou em 1,5%. Com a redução da seção dos pilares foi necessário aumentar a seção das vigas em todos os pavimentos para manter o coeficiente γ_z igual ao da estrutura original, justificando este aumento na quantidade de aço e concreto.

É possível observar que, entre a Estrutura "I" e "B", praticamente, não houve alterações no consumo total de aço, enquanto há um aumento de 1,8% no consumo total de concreto. Com o aumento da seção das vigas, ocorre o acréscimo de concreto e aço para este elemento. A redução destes materiais nas lajes também decorre disto, porque ao aumentar a largura "b" das vigas de 20 para 35 cm ocorre uma redução da área das lajes.

Comparando a Estrutura "A" e "B", observou-se que, mesmo utilizando métodos diferentes a fim de eliminar as armaduras de punção das lajes, não houve diferença significativa no consumo de materiais entre estas estruturas. Entretanto, enquanto a estrutura "B" apresentou menor consumo de aço, a estrutura "A" consumiu menos concreto.

A partir da Tabela 14 observam-se os custos de aço, concreto e total das estruturas do Estudo IV.

Tabela 14 - Custos totais para as estruturas do Estudo IV

Estrutura	Custo total de concreto (R\$)	Custo total de aço (R\$)	Custo total de concreto e aço (R\$)
I	307.999,30	335.505,74	643.505,04
A	312.812,20	337.357,80	650.170,00
B	313.706,40	336.231,78	649.938,18

Fonte: os autores.

É possível observar que a Estrutura “B” apresentou menor custo de materiais em comparação com a Estrutura “A”, entretanto, a diferença é de apenas R\$ 231,82 entre as estruturas.

Em relação à Estrutura “I” e “A”, há um acréscimo de R\$ 6.664,96. Entre a Estrutura “I” e “B” o aumento foi de R\$ 6.433,14. Embora as Estruturas “A” e “B” apresentaram um custo maior do que a Estrutura “I”, ressalta-se a importância em utilizar estes métodos sugeridos para eliminar as armaduras de punção das lajes.

Um dos grandes problemas encontrado na execução de lajes que possuem estas armaduras está na mão de obra, pois, como a execução é relativamente complexa, podem ocorrer erros no momento de sua construção, inviabilizando a utilização das armaduras de punção. Portanto, este estudo comprova que é possível evitar a utilização destas armaduras com soluções simples e que não geram tanta diferença no custo final das edificações.

4.5 AVALIAÇÃO CONJUNTA DOS RESULTADOS OBTIDOS

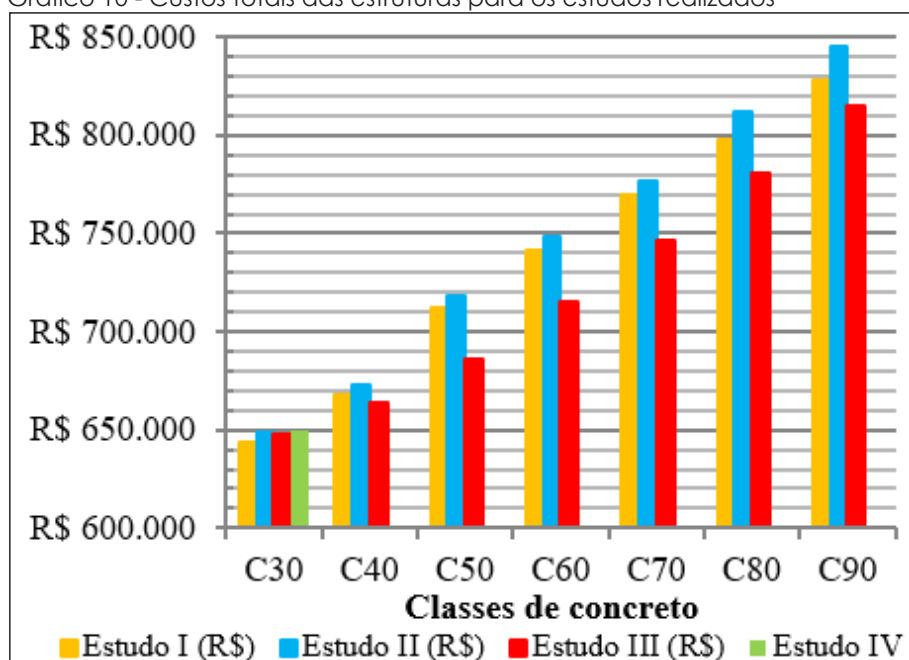
De modo geral, os valores dos deslocamentos do Estudo I elevam-se à medida que aumenta a classe de concreto. Isto ocorre ao reduzir a seção das vigas e pilares no sentido da cobertura para o baldrame. Foram necessárias três iterações do processo P-Delta.

Em relação ao Estudo II, os valores dos deslocamentos são menores que os do Estudo I porque as vigas deste estudo possuem seção maior nos pavimentos superiores, proporcionando menor deslocamento à estrutura, como citado no item 4.3.1. Para este estudo, também foram necessárias três iterações do processo P-Delta.

Para o Estudo III, os deslocamentos possuem valores menores que do Estudo I e maiores que o Estudo II. Entretanto, este estudo apresentou apenas duas iterações do processo P-Delta, demonstrando ser mais estável que o Estudo I e II. Isto se deve ao fato que as vigas possuem seção robusta, igual em todas as classes de resistências e são os elementos que estão proporcionando rigidez à estrutura.

O Gráfico 10 apresentam os valores totais de aço e concreto do Estudo I, II e III, incluindo a Estrutura “B” do Estudo IV.

Gráfico 10 - Custos totais das estruturas para os estudos realizados



Fonte: os autores.

Nota-se que a estrutura mais econômica foi a dimensionada com concreto de classe C30 do Estudo I, onde alterou-se a seção de pilares e vigas. A estrutura de maior custo foi a dimensionada com concreto de classe C90 do Estudo II. A variação foi de, aproximadamente, 27% entre elas.

Os custos com aço são muito semelhantes em todos os estudos elaborados. Sendo assim, é correto afirmar que o concreto é o material que promove maior impacto no custo total das estruturas. Isto se deve ao fato de que apesar do uso de concretos do grupo II da NBR 8953 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2015) permitir a redução no consumo de concreto, o custo de produção é muito maior que os concretos do grupo I, tornando assim, inviável sua utilização em estruturas que não possuem particularidades especiais que necessitem concretos de alta resistência.

Como o Estudo I foi o projeto original que visava alterar a seção de pilares e vigas, pode-se afirmar que houve certo equilíbrio na redução das seções destes elementos estruturais. Houve uma redução na área transversal da seção das vigas da classe C30 para a C90, de 22%, sendo possível manter sua rigidez. Nos pilares a redução não foi tão impactante quanto o Estudo III, mesmo assim, isso favoreceu a redução dos custos de concreto deste estudo. Deste modo, a estrutura com resistência C30 apresentou maior economia, pois o custo de concreto é menor que o custo de aço.

Já o Estudo II demonstra que as vigas dos pavimentos inferiores possuem maior influência na estabilidade global da estrutura. Ao reduzir a seção das vigas dos pavimentos inferiores se fez necessário aumentar a seção nos pavimentos superiores para manter o mesmo γ_z .

Como o consumo de aço foi afetado pela armadura mínima, tanto para vigas quanto para os pilares, desde a classe C30 até a C90, não houve variação significativa no custo

desse material para estes dois estudos. Então, entre o Estudo I e o II, o fator que influenciou no resultado foi a estrutura que apresentou menor seção das vigas, que neste caso, foi o Estudo I.

É possível analisar através do gráfico que a partir da classe C40 o Estudo III obteve menor custo em relação aos demais estudos, sendo que, neste estudo se alterou somente a seção dos pilares. Isto indica que a redução das seções dos pilares impactou significativamente no custo de concreto da estrutura, já que as vigas dão maior rigidez à estrutura do que os pilares. Portanto, é indicado utilizar este critério de redução das seções dos pilares para reduzir o custo total da obra. Assim, o Estudo III apresentou menor custo em quase todas as classes de resistência e demonstrou ser mais estável que o Estudo I e o II.

Vale ressaltar que o Estudo IV serve como uma opção para eliminar as armaduras de punção nas lajes, sendo que neste gráfico está representada a Estrutura "B" do Estudo IV, pois foi a que apresentou menor custo dentre as alterações realizadas neste estudo.

Apesar de considerado em todos os estudos, os resultados obtidos para o grupo de elementos "escadas" não foram examinados de maneira isolada, pois o consumo de aço e concreto deste elemento representa uma parcela muito pequena no consumo total destes materiais.

5 CONCLUSÃO

Analisando o resumo de materiais do Estudo I e do Estudo II, é possível verificar que, de modo geral, o consumo de aço não sofreu grandes variações entre as estruturas dimensionadas com diferentes classes de resistência. A pouca variação se deu devido à readequação das dimensões dos elementos estruturais a cada alteração da classe de resistência, a fim de manter o coeficiente γ_z igual para todas as estruturas. Além disso, observou-se que em todas as estruturas, o consumo de aço foi afetado significativamente pela armadura mínima exigida pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), evidenciando o seu uso em pavimentos superiores. O uso de armadura mínima é um dos fatores que impedem a redução na quantidade de aço necessária para elementos que não estão sendo solicitados para tal taxa de armadura, então, em vez de reduzir o consumo de aço nos elementos estruturais, ocorre o acréscimo. Em relação ao consumo de concreto, pôde-se perceber que a redução ocorre de maneira mais significativa conforme era aumentada a resistência do concreto. Este fato se justifica pela redução no volume dos elementos estruturais e pelo consumo de aço similar entre todas as classes de concreto.

Em relação ao resumo de materiais obtido no Estudo III, foi possível constatar que a redução no consumo de concreto e aço é mais evidente nos pilares do que nos demais elementos estruturais. Durante a análise deste estudo, observou-se que há um impacto maior na redução de consumo de materiais alterando a seção de pilares do que de vigas. Quando se busca redução de custos em obras, adotar o procedimento de reduzir as seções dos pilares traz bons resultados, porque são as vigas que proporcionam maior rigidez à estrutura. Então

assim, é possível construir uma edificação mais estável e econômica mantendo as vigas com seções mais robustas e reduzindo as dimensões dos pilares.

Apesar dos quatro estudos apresentarem objetivos distintos entre si, é visível que os resultados obtidos no consumo de materiais foram similares entre eles, sendo que a classe C30 do Estudo I apresentou menor consumo de concreto enquanto a classe C50 do Estudo III apresentou menor consumo de aço.

Em relação aos custos totais, a estrutura com classe C30 foi a que apresentou menor custo em todos os estudos realizados. Comparando as situações de menor custo, o Estudo I foi o mais econômico, com uma pequena diferença de somente 1% em relação ao Estudo IV, que possui maior custo dentre os quatro. Isso está relacionado ao custo unitário do concreto da classe C30 que é menor do que os demais, já que o custo de aço de todas as estruturas ficou bem semelhante.

Para ambos os estudos as classes com menor custo total são as classes pertencentes ao grupo I da NBR 8953 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2015). Isto se deve ao fato de que apesar do uso de concreto do grupo II permitir a redução no consumo de concreto, o custo de produção é muito maior que os concretos do grupo I. Este fato prova que o uso de concreto convencional é economicamente viável, não apenas em obras de médio porte, mas também em obras de grande porte.

Mediante o exposto, conclui-se que durante o desenvolvimento de um projeto estrutural, o engenheiro deve levar em consideração que o dimensionamento dos elementos deve estar de acordo com o desejado: a taxa de armadura deve estar acima do mínimo e abaixo do máximo estabelecidos pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), para assim, existir um equilíbrio entre o volume de concreto e a taxa de armadura utilizada. Além disso, o engenheiro deve ser capaz de avaliar a influência que a utilização de diferentes classes de resistência resulta no consumo de concreto e aço, a fim de obter a melhor relação custo/benefício.

REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953 - Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro, 2015.

CARVALHO, Roberto. Chust.; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 2. ed. São Carlos: Editora EdUFCar, 2015.

GARCIA, Raphael Barp. **Avaliação da atmosfera marinha em estruturas de concreto na região de Florianópolis – SC**. 2008. 193 p. Dissertação (Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

HELENE, Paulo R. do Lago. **Corrosão em armaduras de concreto**. São Paulo: PINI, 1986.

LIMA, Juliana Soares. **Verificações da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto**: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas. 2001. 249 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2001.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 211 p. Dissertação (Mestrado em Ciência e Programa de Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2011.

PAIXÃO, João Fernando Martins; ALVES, Elcio Cassimiro. Análise de Estabilidade Global em Edifícios Altos. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, Espírito Santo, v. 13, n. 1, p. 48-63, 31 ago. 2016. Disponível em: <https://www.revistas.ufg.br/reec/article/view/39552>. Acesso em: 02 mar. 2019.

SILVA, Carolina Ribeiro da. **Punção em lajes de concreto armado com furo e transferência de momento – comparação de normas**. 2018. 220 p. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Universidade de São Paulo, São Paulo – SP, 2018.

ZAMBILO, Lilian Cristina. **Estudo comparativo do consumo e custos de concreto e aço para uma estrutura dimensionada com diferentes classes de resistência de concreto**. 2018. 126 p. Relatório de Estágio Supervisionado II (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Oeste de Santa Catarina, Joaçaba, 2018.

