

VERIFICAÇÃO DO ATENDIMENTO A SEGURANÇA EM INCÊNDIO DE UMA ESTRUTURA DIMENSIONADA PELA NBR 6118-2014 E VERIFICADO PELA NBR 15200-2012

Gustavo Coral Vilpert (1), Daiane dos Santos da Silva Godinho (2);

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense

(1)gustavovilpert@hotmail.com, (2)dss@unesc.net

RESUMO

As edificações com estruturas de concreto armado, normalmente, são analisadas e dimensionadas para resistirem às solicitações permanentes e variáveis decorrentes do peso próprio, peso de elementos construtivos, empuxos, imperfeições na estrutura, carregamentos devido ao seu uso, ações do vento, entre outros. As ações excepcionais, no caso de incêndio, devem ser consideradas no dimensionamento das estruturas segundo a NBR 8681:2004. A NBR 15200:2012 fornece os requisitos necessários para a verificação das estruturas de concreto armado, dimensionadas pela NBR 6118:2014 em situação de incêndio. O presente trabalho visa realizar um estudo comparativo entre projetos estruturais de um edifício residencial em concreto armado: o primeiro projeto dimensionado é pela NBR 6118:2014; o segundo projeto visa realizar as verificações e adequações para a NBR 15200:2012; e o terceiro com peso de paredes alterados para se adequar às dimensões das vigas. O estudo busca avaliar as diferenças de consumos de materiais, de cargas nas fundações e interferências no projeto arquitetônico, resultando numa pequena variação de custos e perda de área útil nos pavimentos.

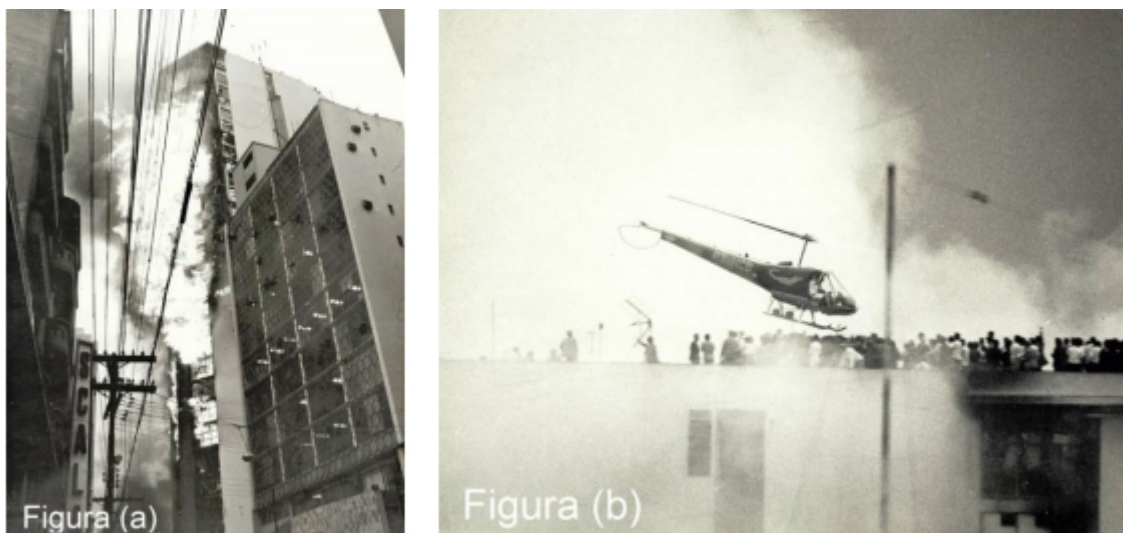
Palavras-Chave: incêndio; verificação; estruturas de concreto.

1 INTRODUÇÃO

Segundo Silva (2012), devido à ausência de grandes incêndios no Brasil até o início dos anos 70, a segurança contra incêndios era deixada em segundo plano. A normatização era contida nos códigos de obras dos municípios, sendo que apenas o dimensionamento de escadas, saídas de emergência e a incombustibilidade de escadas e estruturas de prédios eram contemplados. O autor supracitado ressalta que, somente o corpo de bombeiros possuía alguma regulamentação, advinda das seguradoras, indicando medidas de combate ao incêndio como hidrantes e extintores.

De acordo com Silva (2012), dois incêndios em edifícios foram o marco inicial do processo de reformulação das medidas de segurança contra incêndios no Brasil. Um dos incêndios ocorreu no Edifício Andraus, na Av. São João em São Paulo, ocorrido em 24 de fevereiro de 1972, o mesmo era composto de 31 andares e no térreo havia uma loja de departamentos. Estudos afirmam que, o fogo teve início nos cartazes de publicidade, fixados sobre a marquise do edifício. O incêndio resultou em 16 mortos e 336 feridos, e apesar do edifício não possuir escadas de segurança, muitas pessoas não pereceram, pois foram socorridas por helicópteros, devido à existência de um heliponto na cobertura, permitindo que se deslocassem e ficassem protegidas pela laje e pelos beirais do equipamento como demonstrado na Figura 1. O outro incêndio ocorreu no Edifício Joelma, na Praça da Bandeira em São Paulo, em 1º de fevereiro de 1974, provocando 179 mortos e 320 feridos. O edifício comercial era composto por garagens e escritórios, totalizando 23 andares, e também, não possuía escada de segurança. Nesse episódio, muitas pessoas projetaram-se da fachada, gerando imagens fortes e comoção. Muitos ocupantes do edifício pereceram no telhado, esperando, provavelmente, um escape semelhante ao que ocorrera no Edifício Andraus.

Figura 1 - (a) Incêndio no Edifício Andraus; (b) resgate dos trabalhadores



Fonte: ([HTTP://www.pilotopolicial.com.br](http://www.pilotopolicial.com.br)) acesso 2016

Figura 2 - (a) incêndio no Edifício Joelma; (b) edifício após o incêndio



Fonte: ([HTTP://www.saopauloantiga.com.br/o-incendio-do-edificio-joelma/](http://www.saopauloantiga.com.br/o-incendio-do-edificio-joelma/)) acesso 2016

Após a ocorrência desses incêndios, que causaram grande impacto na sociedade, devido ao elevado número de vítimas, a prefeitura de São Paulo editou o decreto municipal nº 10.878 que: “institui normas especiais para a segurança dos edifícios a serem observadas na elaboração do projeto, na execução, bem como no equipamento e dispõe ainda sobre sua aplicação em caráter prioritário”. Em 1974, o Clube da Engenharia do Rio de Janeiro realizou o Simpósio de Segurança contra Incêndio, buscando desenvolver três linhas de raciocínio: como evitar incêndios; como combatê-los; como minimizar seus efeitos. Em 1978, o Ministério do Trabalho publicou a NR-23 (Norma Regulamentadora 23) - Proteção contra incêndios, dispondo regras de proteção contra incêndio (SILVA, 2012).

Com base em dados de 2005 do Centre of Fire Statistics of International Association of Fire and Rescue Service (CTIF), referentes a 85 países, a cada quatro segundos um incêndio é deflagrado (BRUSHLINSKY *et al.*, 2006 *apud* ALBUQUERQUE, 2012).

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) publicou, apenas, em 2000, a NBR 14432 sobre as exigências de resistência ao fogo. Para fins de dimensionamento foi publicada a NBR 15200/2004 para projetos de estruturas de concreto armado, revisada em 2012.

No Brasil, as exigências quanto à segurança contra incêndios são definidas por meio da legislação estadual. Diversos estados do país não exigem que os projetos estruturais sejam submetidos às verificações em situação de incêndio. No estado de

Santa Catarina, segundo Santos (2015), compete ao CBMSC (Corpo de Bombeiro Militar de Santa Catarina), por meio de seu órgão próprio, Diretoria de Atividades Técnicas (DAT), fiscalizar o cumprimento das disposições legais relativas aos sistemas e medidas de segurança contra incêndios, dispostas em 31 instruções normativas. O item II do Art.117 estabelece como sistema e medida de segurança contra incêndio e pânico, a resistência ao fogo de elementos estruturais nas edificações. No entanto, segundo consulta ao DAT, o artigo 117, item II, a cobrança no estado está em dependência da reestruturação do CBMSC. (SANTOS, 2015). Contudo, Silva (2012, p.17) avalia que:

“Nos estados em que não há essa exigência explícita, deve-se considerar o Código de Defesa do Consumidor (CDC), que requer a obediência às normas da ABNT.”

A segurança contra incêndio em edificações tem como objetivos fundamentais minimizar o risco de vida e diminuir as perdas patrimoniais. Entende-se como risco de vida: a exposição severa à fumaça ou ao calor dos usuários e o desabamento de elementos construtivos sobre os usuários e sobre as equipes de combate.

O sistema de combate ao incêndio consiste em um conjunto de meios ativos (extintores, rede de hidrantes, sistemas automáticos de detecção de calor ou fumaça, brigada contra incêndio, etc.) e meios passivos (rotas de saída, escada de segurança, compartimentação horizontal e vertical, verificação de estruturas em situações de incêndio). Segundo a NBR 14432:2000, a Proteção Ativa é definida como o tipo de proteção contra incêndio, que é ativada manualmente ou automaticamente em resposta aos estímulos provocados pelo fogo. A proteção passiva é definida como o conjunto de medidas incorporado ao sistema construtivo do edifício, sendo funcional durante o uso da edificação e opera passivamente no desenvolvimento do incêndio. A NBR 15200:2012 especifica, por meio dos cobrimentos mínimos exigidos pelo método tabular, a proteção passiva das armaduras nos elementos de concreto armado.

Segundo Morales (2011) o concreto é um material composto, cujos diferentes materiais constituintes não reagem da mesma forma ao serem expostos às altas temperaturas, conseqüentemente, um incêndio em edificações transforma-se em um grave problema para a estrutura. Figueiredo *et al* (2002) avaliam que, as elevações

da temperatura dos elementos de concreto armado, decorrentes da ação térmica de incêndios, causam alterações na microestrutura e na macroestrutura do concreto. Elevando a temperatura, gradualmente, ocorrem efeitos distintos no concreto e nas argamassas, causando mudança na coloração, perda de resistência mecânica, esfarelamento superficial, fissuração e até a própria desintegração da estrutura.

A pasta de cimento Portland desestrutura-se quimicamente por desidratação, enfraquecendo o concreto endurecido. A água livre na pasta de cimento evapora à medida que a temperatura eleva-se. Após 100°C, as águas – livre e capilar – presentes na pasta de cimento começam a evaporar, retardando assim o aquecimento do concreto (COSTA e SILVA, 2004).

A resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, como ilustra a Tabela 1:

Tabela 1 - Alterações sofridas na pasta de cimento no processo de aquecimento

Temperatura (°C)	Transformações
20-80	Processo de hidratação acelerado, com perda lenta de água capilar e redução das forças de coesão
100	Marco no aumento da permeabilidade a água
80-200	Aumento da taxa de perda d'água quimicamente combinada
80-850	Perda de água quimicamente combinada
150	Pico do primeiro estágio da composição C-S-H
300	Marco no aumento da porosidade e micro fissuras
350	Decomposição de alguns tipos de agregados de rio
374	Ponto crítico da água, acima do qual não existe água livre
400-600	Dissociação do C-S-H em CaO e água
573	Possível transformação de fase para agregados quartzosos e ligeira expansão
550-600	Marco no aumento dos efeitos térmicos
700	Dissociação do CaCO ₃ em CaO e CO ₂ (pasta e agregados carbonáticos)
720	Segundo pico da decomposição do C-S-H em H-C ₂ S e H-CS
800	Modificação nas ligações químicas com substituição da estrutura hidráulica por uma estrutura cerâmica.
1060	Começo do derretimento de alguns constituintes

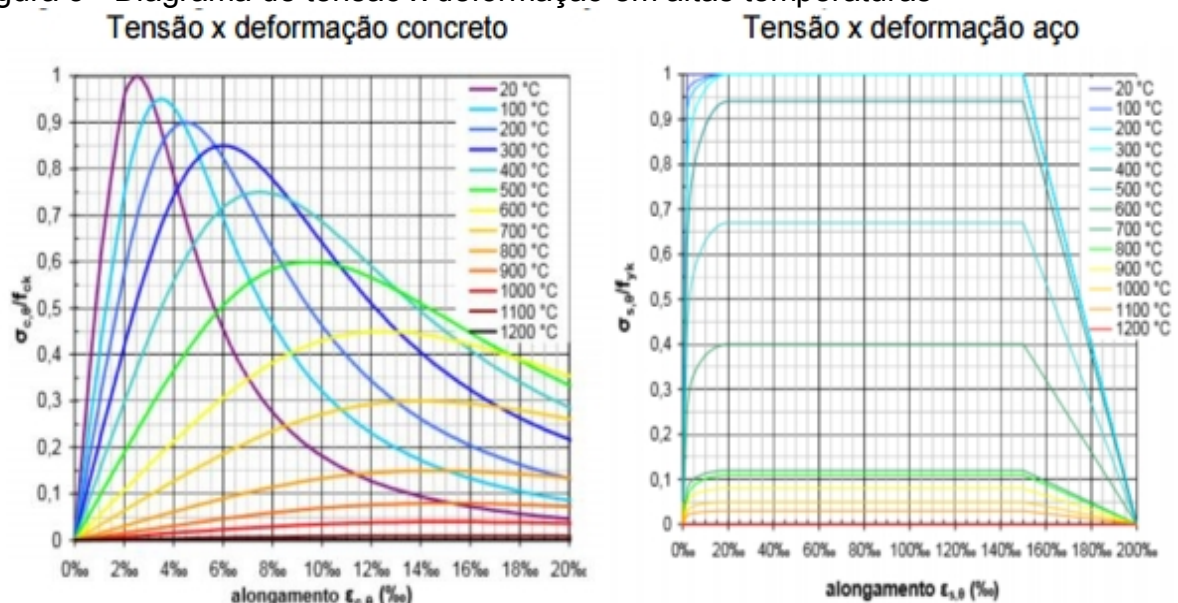
Fonte: Castellote *et al*(2003) – apud Silva, D Santos (2009)

Silva (2012) e Rita (2004) ressaltam que a temperatura que um incêndio provoca, em edifícios não industriais, normalmente, não chega a um patamar que possa causar a fusão do aço. No entanto, o aquecimento na região do concreto que envolve as barras, pode reduzir, significativamente, a resistência do aço. O concreto quando submetido a altas temperaturas, tem perda de resistência do elemento estrutural e redução do seu módulo de elasticidade, ocasionando as deformações de origem térmicas, através de esforços adicionais, como a radiação e a convecção. O aço altera a sua resistência e módulo de elasticidade apresentando os efeitos de fluência e dilatações excessivas. O concreto, além da perda das propriedades

mecânicas, perde área resistente e de proteção, através do *spalling* - lascamento da superfície ocasionado por altas temperaturas, que aquecem as águas do interior do concreto.

A Figura 3 demonstra o gráfico de tensão x deformação do concreto e do aço com o incremento da temperatura.

Figura 3 - Diagrama de tensão x deformação em altas temperaturas



Fonte: prEN 1992-1-2 et AL (2002) – apud Costa, Rita e Silva (2004, p.4).

A NBR 14432:2000: “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento” determina que, a ação correspondente ao incêndio pode ser representada por um intervalo de exposição ao incêndio-padrão.

A NBR 14432:2000 indica, no item 3.24, que:

Resistência ao fogo: Propriedade de um elemento de construção de resistir a ação do fogo por determinado período de tempo, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento, onde aplicável.
(NBR 14432:2000, p.3)

E, nos itens 3.26 e 3.27:

3.26. Tempo equivalente de resistência ao fogo: Tempo, determinado a partir do incêndio-padrão, necessário para que um elemento estrutural atinja a máxima temperatura calculada por meio do incêndio natural considerado.

3.27. Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF): Tempo mínimo de resistência ao fogo, preconizado por essa norma, de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão.
(NBR 14432:2000, p.3)

Os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) dos elementos estruturais de uma edificação são fornecidos pelas Instruções Técnicas dos Corpos de Bombeiros de cada estado. Na ausência delas, segue-se a NBR 14432:2000. O TRRF é definido por meio dos dados de cada empreendimento, tipo de ocupação, divisão, profundidade do subsolo e de acordo com a altura da edificação enquadrado na Tabela 2:

Tabela 2 - Tempos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos

Grupo	Ocupação/ Uso	Divisão	Profundidade do Subsolo		Altura da edificação				
			Classe S ² hs>10	Classe S ¹ hs≤10	Classe P1 h>6	Classe P2 6<hs12	Classe P3 12<hs23	Classe P4 23<hs30	Classe P5 h>30
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60(30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de hospedagem	B-1 a B-2	90	60	30	60(30)	60	90	120
C	Comercial varejista	C-1 a C-3	90	60	60(30)	60(30)	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60(30)	30	60(30)	60	90	120
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60(30)	30	30	60	90	120
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60(30)	60	60	90	120
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60(30)	30	60(30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60(30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industriais	I-1	90	60(30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60(30)	60(30)	90(60)	120(90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60(30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90(60)	120(90)	120

Fonte: Tabela A-1 ABNT NBR 14432:2000

O método tabular apresentado pela NBR 15200:2012: “Projeto de estrutura de concreto em situação de incêndio – Procedimento” é indicado para o dimensionamento de lajes, vigas e pilares em função do TRRF.

Silva (2012) avalia que o método tabular é o mais difundido pelas normas internacionais, devido à simplicidade da aplicação no dimensionamento, especificando dimensões e cobrimentos mínimos, através de tabelas indicadas pela norma para cada elemento estrutural.

Nesse contexto os objetivos que norteiam este trabalho são:

1) avaliar as diferenças entre 3 projetos estruturais, comparando um projeto dimensionado nas bases da NBR 6118:2014, um projeto dimensionado pela NBR

6118:2014 com os elementos adequados à NBR 15200:2012 e um projeto com cargas de paredes adequadas às dimensões das novas vigas;

II) analisar os projetos estruturais de um residencial multifamiliar, considerando as diferenças nos quantitativos e nos custos relativos da estrutura;

III) identificar os elementos em desconformidades com a NBR 15200:2012 e suas interferências na arquitetura;

IV) avaliar o incremento da carga nas fundações;

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente trabalho organiza-se em três etapas. A primeira etapa constitui no lançamento das estruturas, conforme a NBR 6118:2014, no *software* de cálculo estrutural Cypecad. Dimensionou-se a estrutura para atender requisitos da norma, obtendo o Projeto 1. Com a estrutura 1 adequada realizou-se a coleta de dados, quantitativos de aço, concreto e formas, determinou-se as cargas na fundação e dimensões das peças. Posteriormente, no *software*, submeteu-se o Projeto 1 à verificação, conforme a NBR 15200:2012, extraiu-se um relatório com todas os elementos estruturais inadequados.

Com o relatório de erros do Projeto 1, as dimensões das peças foram adequadas segundo a NBR 15200:2012, com as dimensões mínimas indicadas pelo *software*, e o projeto recalculado com a mesma carga de paredes aplicada no primeiro projeto, resultando no Projeto 2, a partir daí extraiu-se os dados de consumos e cargas.

E, por fim, no Projeto 3, com as vigas já redimensionadas aplicaram-se as cargas de paredes na espessura adequada para embutir as vigas com dimensões alteradas, calculando-se a obra para obter novos relatórios de quantitativos e cargas nas fundações. Com todos os projetos dimensionados conforme as normas de concreto e incêndio, um comparativo de consumos e custos foi realizado.

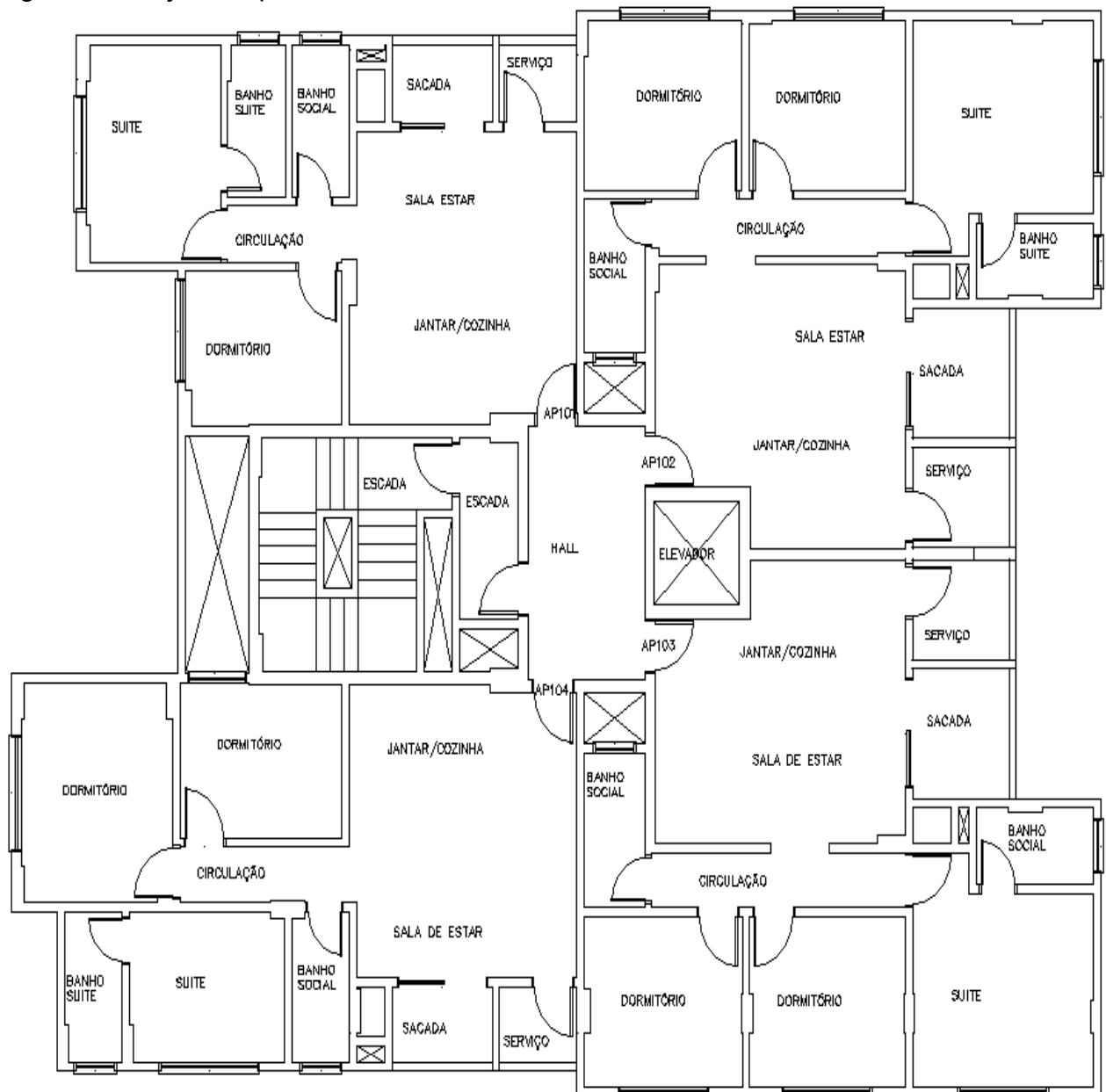
2.1 Projeto de estudo

O projeto de estudo deste trabalho é uma edificação de uso residencial com quatro apartamentos por andar, com uma área de 334,14 m², dez pavimentos tipo e um andar térreo de garagens, totalizando uma área de 3.675,54 m².

A estrutura em estudo constitui-se de concreto armado com lajes maciças, vigas em todas as paredes e pilares. A classe de agressividade foi especificada a partir das tabelas 6.1; 7.1 e 7.2 da NBR 6118:2014, conforme a localização do empreendimento, classificando a edificação na classe II, de agressividade moderada. A resistência do concreto mínima para a classe de agressividade II é de 25 Mpa, conforme Tabela 7.1 da NBR 6118:2014. No projeto foi adotada a resistência de 30 Mpa.

A Figura 4 apresenta o projeto arquitetônico do pavimento tipo:

Figura 4 - Projeto Arquitetônico.



Fonte: O Autor (2016)

A Tabela 3 mostra as alturas de piso a piso, cotas e áreas da edificação:

Tabela 3 - Dados do Edifício

Pavimento	Piso	Piso a piso	Cota	Área (m ²)
Teto do Reservatório	-	2,50	39,50	23,82
Fundo do Reservatório	-	2,20	37,00	23,82
Barrilete	-	1,80	34,80	16,51
Cobertura	-	3,00	33,00	334,14
10° Pavto	10	3,00	30,00	334,14
9° Pavto	9	3,00	27,00	334,14
8° Pavto	8	3,00	24,00	334,14
7° Pavto	7	3,00	21,00	334,14
6° Pavto	6	3,00	18,00	334,14
5° Pavto	5	3,00	15,00	334,14
4° Pavto	4	3,00	12,00	334,14
3° Pavto	3	3,00	9,00	334,14
2° Pavto	2	3,00	6,00	334,14
1° Pavto	1	3,00	3,00	334,14
Térreo	0	-	0	334,14
			Total	4073,83

Fonte: O Autor (2016)

2.2 Cargas na estrutura

As ações consideradas nas estruturas serão: Peso Próprio da estrutura (PP); Cargas Permanentes (CP); Sobrecarga de Utilização (SCU); Cargas de Vento nas quatro direções (Vx (+), Vx (-), Vy (+), E Vy (-)), como demonstrado na Tabela 4.

As ações verticais foram consideradas conforme a ABNT NBT 6120:1980, aplicando os pesos específicos dos materiais e as cargas de utilização da edificação. A Tabela 4 demonstra as cargas aplicadas no projeto.

Tabela 4 - Cargas Atuantes na Edificação.

Pavimento	Uso	SCU (KN/m ²)	CP (KN/m ²)
Teto Reservatório	Residencial	0.5	1.0
Fundo Reservatório	Residencial	0.00	13.0
Barrilete	Residencial	0.5	0.05
Cobertura	Residencial	0.5	1.5
Pavto Tipo	Residencial	2.0	2.5
Térreo	Residencial	2.0	2.5

Fonte: O Autor (2016)

No poço do elevador foi considerada uma carga de 14,72 KN/m² na laje do teto do poço. As cargas de alvenaria em vigas foram calculadas conforme o peso próprio dos materiais. Nas paredes de largura 15 cm, com bloco cerâmico de 12 cm e revestimento argamassado de 1,5 cm em cada face, foi considerada carga de 5.64 KN/m. As paredes de 17 cm, com blocos de 14 cm e 1,5 cm de revestimento em cada face, consideraram-se 7,36 KN/m. Para as cargas de vento na edificação foi considerada a NBR 6123:1988, adotando uma velocidade de vento de 45 m/s, característico da região de estudo.

2.3 Cypecad – sistema computacional

O CYPECAD é um sistema para cálculo estrutural em concreto armado, o *software* possui ferramentas para cálculo estrutural, lançamento e detalhamento de elementos estruturais. O processo utilizado para analisar as solicitações é feito através do método dos deslocamentos com formulação matricial de pórtico espacial, transmitindo os esforços através de barras ligadas por nós, considerando seis graus de liberdade em cada nó. O programa foi utilizado para o lançamento, cálculo da estrutura, verificações das normas NBR 6118:20014 e NBR 15200:2012 e obtenção consumos de materiais. A versão utilizada foi 2015.n.

2.4 Definição do tempo requerido de resistência ao fogo da edificação (TRRF)

A edificação está localizada no estado de Santa Catarina, em que o Corpo de Bombeiros estadual não faz exigências e não possui normas próprias para definição do TRRF da edificação. Portanto, seguiu-se a NBR 14432:2000, considerando que a edificação é de uso residencial e não possuem chuveiros automáticos (*sprinklers*), brigada de incêndio ou detecção automática assim o TRRF não pode ser diminuído. A altura de incêndio, que se trata da medida do piso do ultimo pavimento habitável até o nível de saída da edificação, é de 30 m, a edificação está na classe P4, o TRRF será de 90 min.

2.5 Lançamentos da estrutura e verificações

Antes do lançamento da estrutura realizou-se um pré-dimensionamento das peças estruturais. Segundo Carvalho (2013), a altura final da laje é uma função do limite de formação ou do momento no estado-limite último. Assim, adotou-se no projeto para lajes com vãos menores que 200 cm, altura de 10 cm e nas demais lajes, altura de 12 cm. As vigas seguiram o critério de altura maior que 10% do vão teórico, assim, com um vão teórico máximo de 5 m, adotou-se para vãos de até 300 cm, vigas com $h=30$ cm, e para as demais vigas $h=50$ cm. A largura das vigas (b_w) foi definido conforme a largura do bloco cerâmico, para receberem revestimentos e ficarem embutidas nas paredes, o b_w inicial adotado foi de 12 cm.

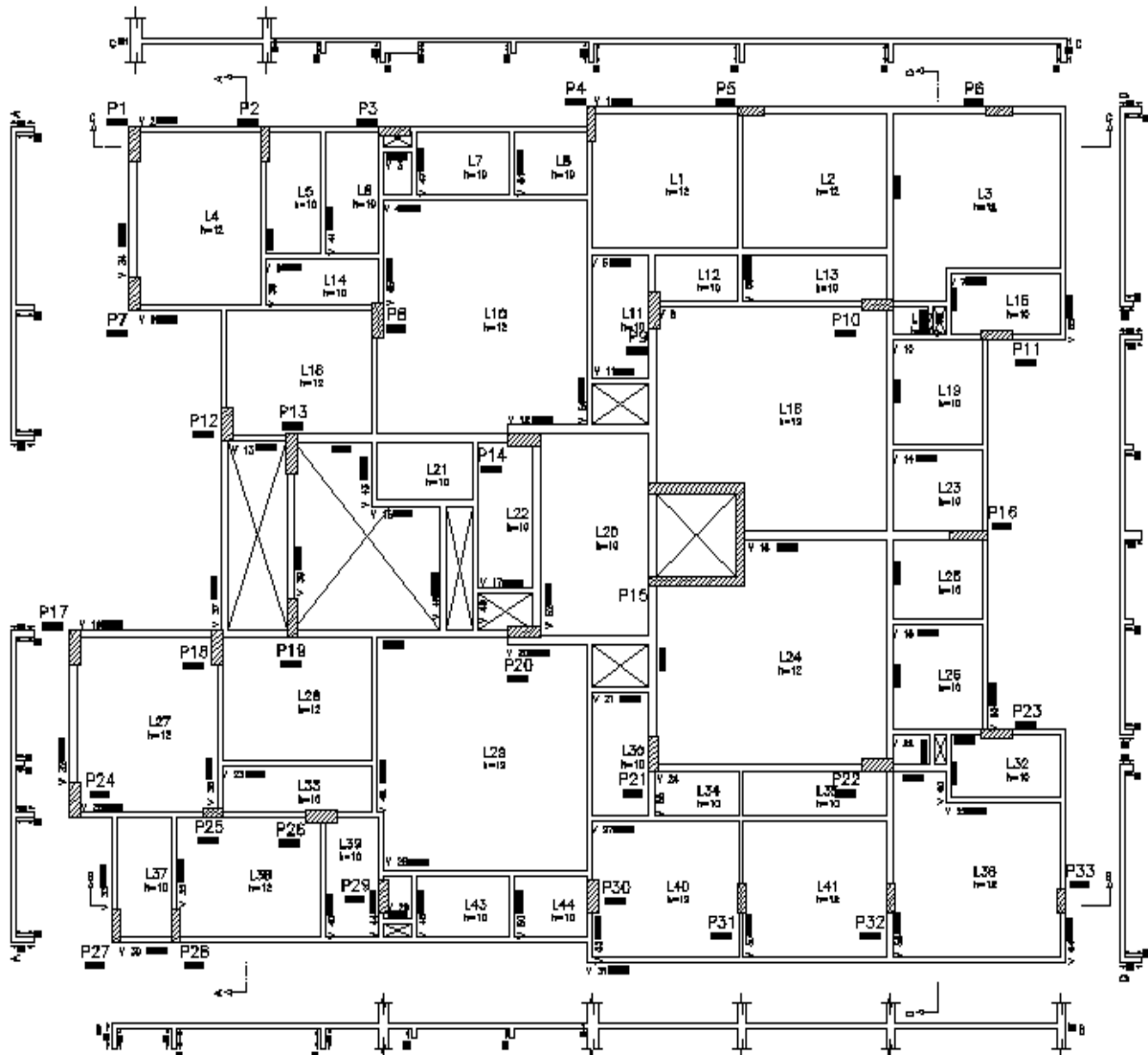
Inicialmente, os pilares seguiram um critério de áreas de influência com larguras mínimas adotadas de 19 cm, posteriormente, alguns pilares foram alterados para atender os deslocamentos verticais da estrutura e obter a estabilidade global.

Como este tipo de edifício as escadas têm, obrigatoriamente, que ser compartimentadas, evitando a entrada de focos de incêndio e fumaças tóxicas em seu interior. Neste trabalho, apenas as cargas de apoio foram adicionadas na estrutura.

A estrutura foi lançada em um ambiente CAD (Desenho por Auxílio do Computador), do software, começando pelos pilares, depois vigas, continuando com as lajes e, por último, posicionando as cargas de paredes, reservatório e elevador. O programa executa automaticamente o cálculo das cargas de vento, conforme os dados da edificação. Com a estrutura dimensionada para cumprir as verificações dos deslocamentos limites e estabilidade da estrutura, conforme a NBR 6118:2014, o Projeto 1 foi finalizado e obtido o consumo de aço, concreto, formas e cargas na fundação para este projeto.

Com a estrutura adequada à NBR 6118:2014, submeteu-se o projeto à verificação em situações de incêndio. O *software* possui uma plataforma, em que as exigências do projeto são configuradas, preenchendo o TRRF da estrutura, as lajes com função corta-fogo, e especificando, os revestimentos das peças estruturais. O Cypecad verifica a resistência ao fogo conforme a NBR 15200:2012, pelo método tabular. Assim, um relatório com todos os elementos que não estão de acordo com a norma foi gerado. A Figura 5 ilustra a planta de formas do Projeto 1.

Figura 5 - Planta de formas projeto 1



Fonte: Sistema Computacional Cypecad

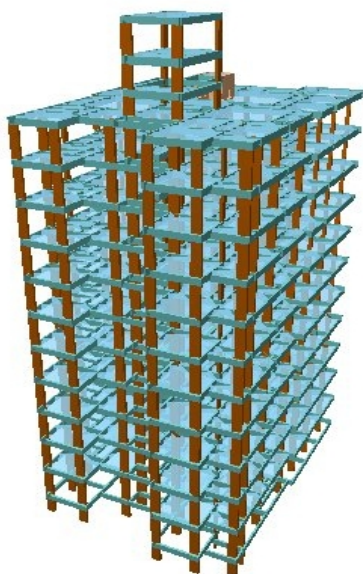
Para o TRRF de 90 minutos, as especificações das normas exigem que as vigas tenham um b_w mínimo de 140 mm com uma relação de largura x cobrimento de 140/60 mm para vigas biapoizadas e para vigas contínuas, a relação de 140/37 mm. Para pilares são disponibilizadas tabelas na norma, que estabelecem uma relação de $B_{min}/\text{cobrimento}$, levando em consideração a taxa mecânica de armadura, a excentricidade de primeira ordem em situação de incêndio e a esbeltez do pilar em situação de incêndio. Todos os pilares da edificação foram considerados com duas ou mais faces expostas ao fogo. As lajes foram consideradas engastadas nas quatro faces, portanto, elas devem ter um h mínimo de 10 cm para garantir a função corta-fogo e um cobrimento mínimo de 15 mm.

Assim, o projeto tem que ser adequado à NBR 15200:2012, especificando os cobrimentos necessários para garantir a resistência ao fogo. Em relação aos cobrimentos, a norma brasileira permite a consideração do revestimento, seguindo as prescrições de serem:

- Revestimentos de argamassa de cal e areia (aderência à tração de acordo com a ABNT NBR 13528 maior igual a 0,2 MPa) têm 67% de eficiência relativa ao concreto;
- Revestimentos de argamassa de cimento e areia aderentes (aderência de acordo com a ABNT NBR 1528 maior ou igual a 0,2 MPa) tem 100% de eficiência relativa ao concreto;
- Revestimentos protetores à base de gesso, vermiculita ou fibras com desempenho equivalente, podem ser empregados, desde que sua eficiência e aderência na situação de incêndio sejam demonstradas experimentalmente.

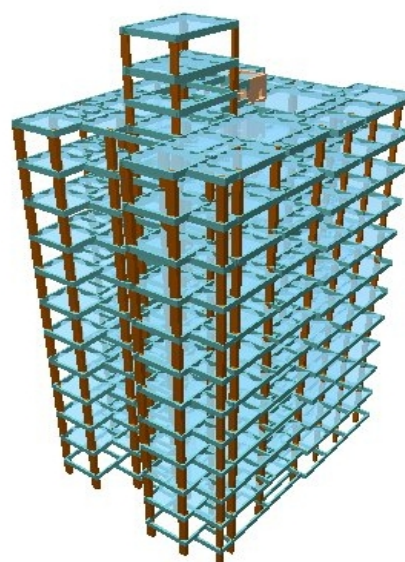
No projeto em estudo, o revestimento especificado é de argamassa de areia e cimento aderentes. As dimensões das vigas e pilares foram alteradas para as dimensões mínimas da NBR 15200:2012. As dimensões das lajes adotadas já atendem requisitos mínimos, portanto, não foram alteradas. Com as peças adequadas realizou-se um novo cálculo da estrutura e uma nova verificação das ações de incêndio, com um projeto que atende a NBR 6118:2014 e a NBR 15200:2012. Obteve-se o Projeto 2, outro relatório de consumo e das cargas nas fundações. A Figura 6 e a Figura 7 demonstram as estruturas 3D, e a Figura 8 demonstra a planta de formas dos Projetos 2 e 3.

Figura 6 – Estrutura 1



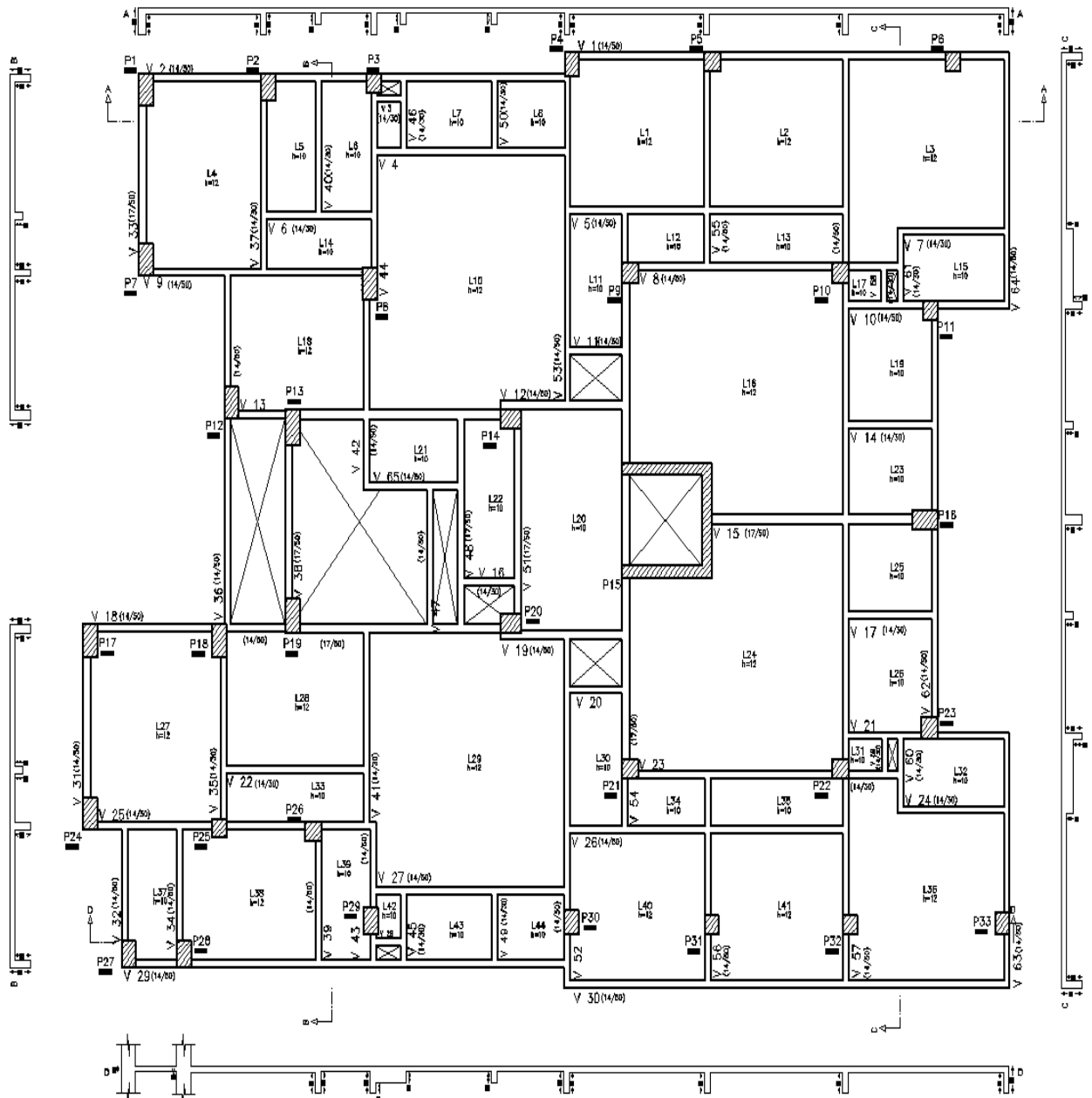
Fonte: Sistema computacional Cypecad

Figura 7 – Estruturas 2 e 3



Fonte: Sistema computacional Cypecad

Figura 8 - Planta de formas Projeto 2 e 3



Fonte: Sistema Computacional Cypecad

Observando a diferença entre as paredes do projeto arquitetônico, de 15 cm, e as dimensões das vigas, 14 cm de concreto mais o revestimento argamassado de 15 mm em cada face, observou-se que a largura final das vigas deve ser de 17 cm. Assim, as paredes do Projeto 3 foram consideradas com 17 cm, portanto, as cargas de paredes foram alteradas para dimensionar o Projeto 3 com novas cargas em vigas, retirando os consumos e cargas na fundação. As paredes com

dimensões maiores acarretam uma diminuição na dimensão dos ambientes comercializados.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Verificação das solicitações em situação de incêndio das estruturas

As verificações desse trabalho estão conforme a NBR 15200:2012 para concretos com resistência a compressão menor que 50 Mpa e submetidas ao incêndio-padrão. As peças de concreto, em situação de incêndio, geralmente, rompem por flexão ou flexocompressão e não por cisalhamento. Assim, no método tabular, apenas a armadura longitudinal é considerada. Os elementos estruturais atendem a norma, seguindo as dimensões mínimas e o cobrimento especificado pelas tabelas da norma. O Projeto 1, dimensionado pela NBR 6118:2014, quando submetido à verificação de incêndio, no *software*, gerou um relatório de todos os elementos estruturais, que não atenderam o requisitos da NBR 15200:2012 e tiveram que sofrer alterações nas dimensões.

3.1.1 Verificação dos pilares

Com o TRRF de 90 minutos, o *software* aceita uma dimensão mínima para pilares de 35 cm e utiliza os dados de cada pilar para verificar a relação de dimensão x cobrimento. Pode-se observar que, todos os pilares sofreram alterações. Adotou-se, inicialmente, uma seção de 35X35 cm, e depois, conforme aos deslocamentos verticais admitidos pela NBR 6118:2014, alguns pilares sofreram alterações para dar estabilidade na estrutura.

A Tabela 5 ilustra os pilares com problemas na verificação e suas novas dimensões.

Tabela 5 - Pilares com erros e pilares alterados.

Refs.	Projeto 1					Projeto 2 e 3					
	Face x		Face y		Estado	Face x		Face Y		Rev. (mm)	Estado
	b _x (cm)	c _{1m} (mm)	b _y (cm)	c _{1m} (mm)		b _x (cm)	c _{1mín} (mm)	b _y (cm)	c _{1mín} (mm)		
P1	25	38	70	36	Não passa	35	53	60	40	15	Passa
P2	20	38	70	36	Não passa	35	53	50	40	15	Passa
P3	70	38	20	40	Não passa	35	53	35	53	15	Passa
P4	19	40	70	39	Não passa	35	53	45	40	15	Passa
P5	60	39	19	40	Não passa	40	47	35	53	15	Passa
P6	60	39	19	40	Não passa	35	53	35	53	15	Passa
P7	25	38	70	36	Não passa	35	53	60	40	15	Passa
P8	29	38	70	37	Não passa	35	53	60	40	15	Passa
P9	25	39	75	37	Não passa	40	47	40	47	15	Passa
P10	70	39	25	41	Não passa	40	47	40	47	15	Passa
P11	70	38	19	40	Não passa	35	53	35	53	15	Passa
P12	25	38	70	36	Não passa	35	53	60	40	15	Passa
P13	25	38	80	37	Não passa	35	53	65	40	15	Passa
P14	75	38	25	41	Não passa	50	40	35	53	15	Passa
P16	85	38	25	39	Não passa	60	40	35	53	15	Passa
P17	25	38	70	36	Não passa	35	53	60	40	15	Passa
P18	25	38	70	36	Não passa	35	53	60	40	15	Passa
P19	25	38	80	37	Não passa	35	53	65	40	15	Passa
P20	75	38	25	41	Não passa	50	40	35	53	15	Passa
P21	19	40	70	39	Não passa	40	47	35	53	15	Passa
P22	70	38	25	40	Não passa	40	47	35	53	15	Passa
P23	70	37	19	39	Não passa	40	47	40	47	15	Passa
P24	25	38	70	36	Não passa	35	53	60	40	15	Passa
P25	45	36	20	38	Não passa	35	53	35	53	15	Passa
P26	70	39	25	40	Não passa	40	47	35	53	15	Passa
P27	20	40	70	38	Não passa	35	53	50	40	15	Passa
P28	25	39	70	38	Não passa	35	53	50	40	15	Passa
P29	20	40	60	39	Não passa	35	53	40	40	15	Passa
P30	20	40	60	39	Não passa	35	53	45	40	15	Passa
P31	19	39	50	37	Não passa	35	53	35	53	15	Passa
P32	20	38	70	36	Não passa	35	53	35	53	15	Passa
P33	20	38	70	36	Não passa	35	53	40	47	15	Passa
	205	39	20	40	Não passa	208	30	23	30	15	Passa
P15	20	40	190	39	Não passa	23	30	195	30	15	Passa
	205	39	20	40	Não passa	208	30	23	30	15	Passa

Fonte: O Autor (2016)

3.1.2 Verificação das vigas

As vigas de 12 cm de largura foram os maiores problemas na verificação de incêndio. Para um TRRF de 90 minutos, as vigas devem ter bw mínimo de 14 cm, e cobrimento (c1) de 60 mm para vigas biapoiadas e 37 mm para vigas contínuas, com isso, as vigas foram alteradas nas suas larguras. As vigas biapoiadas, em que possuíam exigência de um cobrimento maior, não passaram na verificação, mesmo com bw de 14 cm. Assim, a norma permite utilizar a espessura do revestimento e adotar a largura da viga de 17 cm, desta forma, faz-se uma

interpolação linear entre as relações b_{min}/c_1 , encontradas na tabela 7.1 da NBR 15200:2012, interpolando os valores 140/60 mm e 190/45 mm, resultando em uma relação 170/51 mm. As vigas do Projeto 1 que não obtiveram problema na verificação estavam em paredes com espessura de 20 cm, conforme o projeto arquitetônico.

A Tabela 6 demonstra as vigas com erros e as alterações ocorridas.

Tabela 6 - Vigas com erros e novas dimensões.

Viga	Projeto 1			Projeto 2 e 3			Viga	Projeto 1			Projetos 2 e 3		
	(cm)	Estado		(cm)	Rev. (mm)	Estado		(cm)	Estado		(cm)	Rev. (mm)	Estado
1	12/50	Não passa		14/50	15	Passa	34	19/50	Passa		19/50	15	Passa
2	12/50	Não passa		14/50	15	Passa	35	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
3	12/30	Não passa		14/30	15	Passa	36	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
4	12/50	Não passa		14/50	15	Passa	37	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
5	12/50	Não passa		14/50	15	Passa	38	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
6	12/30	Não passa		14/30	15	Passa	39	19/50	Passa		19/50	15	Passa
7	12/30	Não passa		14/30	15	Passa	40	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
8	12/45	Não passa		14/45	15	Passa	41	12/30	Não passa		14/30	15	Passa
9	12/50	Não passa		14/50	15	Passa	42	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
10	12/50	Não passa		14/50	15	Passa	43	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
11	12/30	Não passa		14/30	15	Passa	44	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
12	17/50	Passa		17/50	15	Passa	45	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
13	12/50	Não passa		14/50	15	Passa	46	12/30	Não passa		14/30	15	Passa
14	12/30	Não passa		14/30	15	Passa	47	12/30	Não passa		14/30	15	Passa
15	12/50	Não passa		14/50	15	Passa	48	12/30	Não passa		14/30	15	Passa
16	17/50	Passa		17/50	15	Passa	49	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
17	12/30	Não passa		14/30	15	Passa	50	12/30	Não passa		14/30	15	Passa
18	12/30	Não passa		14/30	15	Passa	51	12/30	Não passa		14/30	15	Passa
19	12/50	Não passa		14/50	15	Passa	52	17/50	Passa		17/50	15	Passa
20	17/50	Passa		17/50	15	Passa	53	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
21	12/30	Não passa		14/30	15	Passa	54	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
22	12/50	Não passa		14/50	15	Passa	55	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
23	12/30	Não passa		14/30	15	Passa	56	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
24	12/50	Não passa		14/50	15	Passa	57	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
25	12/30	Não passa		14/30	15	Passa	58	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
26	12/50	Não passa		14/50	15	Passa	59	12/30	Não passa		14/30	15	Passa
27	12/50	Não passa		14/50	15	Passa	60	12/30	Não passa		14/30	15	Passa
28	12/50	Não passa		14/50	15	Passa	61	12/30	Não passa		14/30	15	Passa
29	12/30	Não passa		14/30	15	Passa	62	12/30	Não passa		14/30	15	Passa
30	12/50	Não passa		14/50	15	Passa	63	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
31	12/50	Não passa		14/50	15	Passa	64	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
32	19/50	Passa		19/50	15	Passa	65	12/50	Não passa		14/50	15	Passa
33	12/50	Não passa		14/50	15	Passa							

Fonte: O Autor (2016)

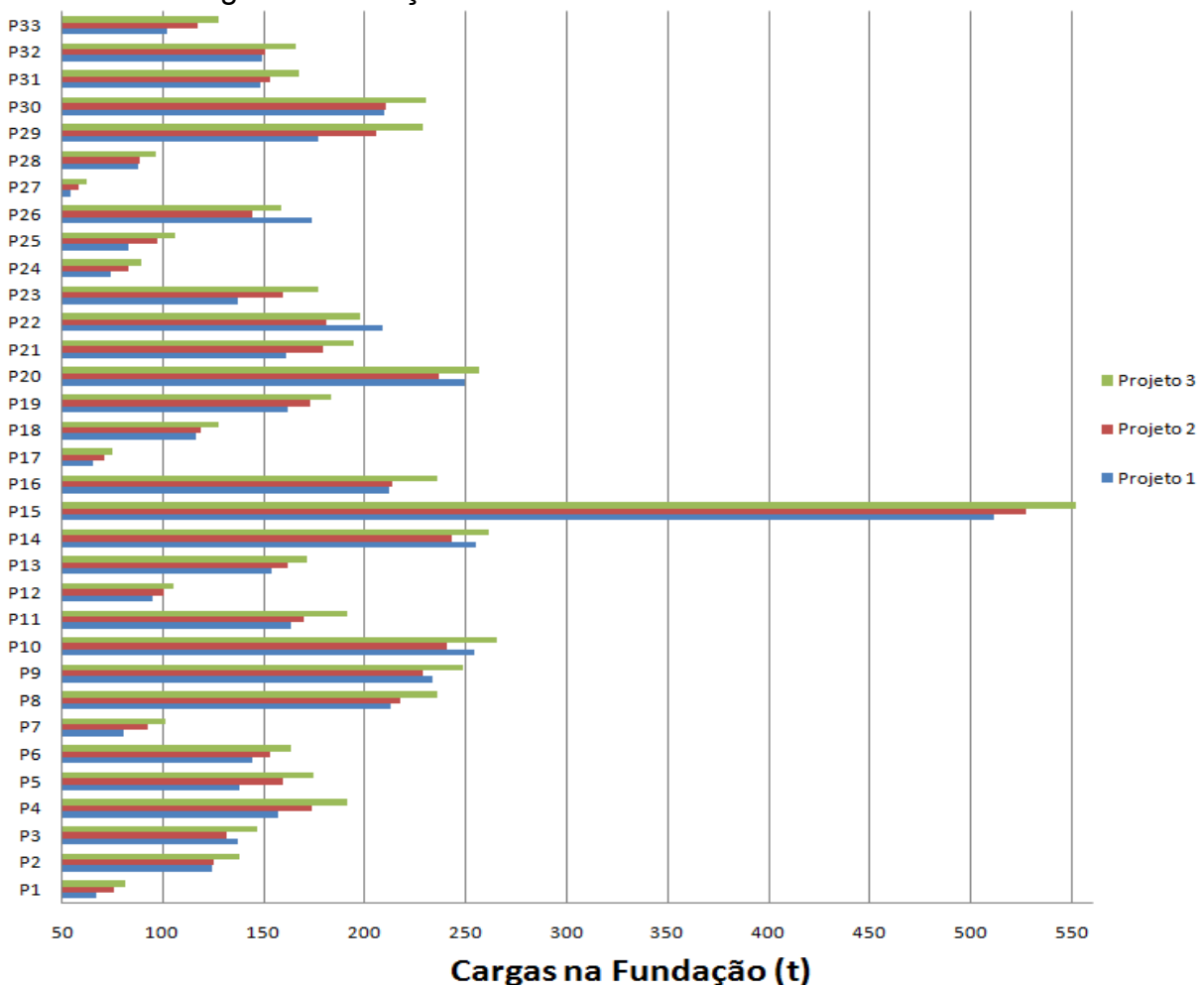
3.1.3 Verificação das lajes

As lajes foram verificadas com a função corta-fogo. Para o TRRF de 90 minutos, as solicitações exigem uma espessura mínima de 10 cm, com revestimentos de 15 mm. Todas as lajes do projeto 1 estão adequadas à NBR 15200:2012.

3.2 Cargas nas Fundações

Como as dimensões das peças e os pesos de paredes foram alterados entre os projetos, as cargas que cada pilar descarrega na fundação foram alteradas, o Gráfico 1 demonstra as diferenças.

Gráfico 1 - Cargas na fundação.



Fonte: O Autor (2016)

Observou-se um incremento de cargas na fundação dos Projetos 2 e 3 em relação ao Projeto 1. Em 7 pilares, as cargas na fundação do Projeto 1 são maiores, pois os pilares possuem peso próprio maior no primeiro projeto do que nos demais. As distâncias entre pilares foram alteradas, devido às mudanças nas suas dimensões, proporcionando alterações nas cargas dos pilares. O aumento de cargas do Projeto 2 em relação ao Projeto 1 teve uma média de 4,25 t, já do Projeto 3 para o Projeto 1 a média foi de 18,41 t. Os pesos totais das estruturas foram: 5299,70 tf para o

Projeto 1; o peso do Projeto 2 foi 2,57% maior do que o primeiro, devido ao incremento nas larguras das vigas, chegando a 5439,57 tf; e o projeto 3 com 5907,21 tf ficou 10,28% maior que o projeto 1 e 7,91% maior que o projeto 2, essa diferença ocorre devido ao incremento de peso das paredes nos pavimentos.

3.3 Consumos de materiais

3.3.1 Índices dos projetos

Com as alterações nos projetos, o consumo de materiais sofreu mudanças, alterando os índices de cada projeto, conforme Tabela 7.

Tabela 7 - Índices dos projetos.

Índices	Formas (m ² /m ²)	Concreto (m ³ /m ²)	Aço (kg/m ²)	Volumes (Kg/m ³)
Projeto 1	2,23	0,21	17,49	81,96
Projeto 2	2,22	0,223	16,54	74,28
Projeto 3	2,22	0,223	17,04	76,11

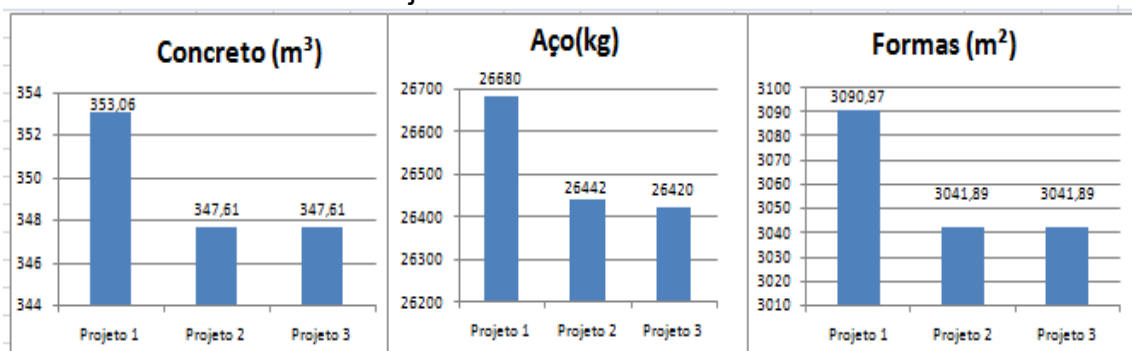
Fonte: O Autor (2016)

Os índices de consumo das estruturas estão com valores próximos aos valores de consumo médio recomendados pela TCPO Pini na tabela 2.

3.3.2 Consumo das lajes

O Gráfico 2 ilustra os dados de consumos das lajes nas três estruturas.

Gráfico 2 - Consumos das lajes



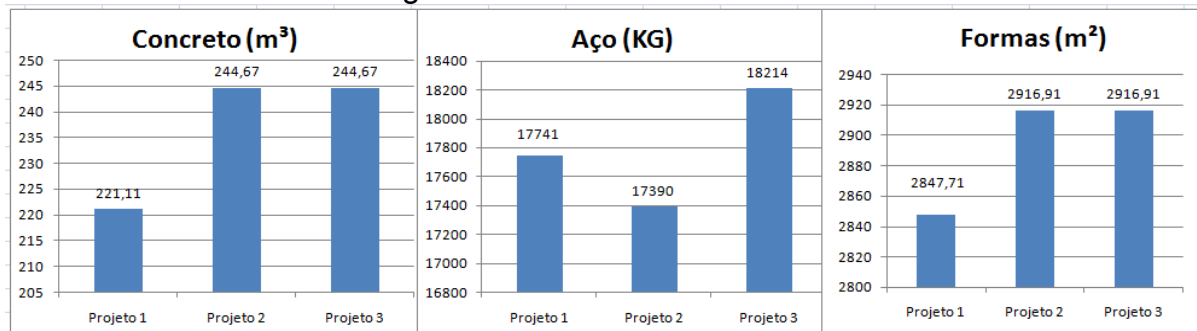
Fonte: O Autor (2016)

O consumo das lajes sofreu pequenas alterações: concreto diminuiu -1,57%; o aço - 0,90%; e as formas -1,67%. As alturas das lajes do Projeto 1 não foram alteradas por atender a NBR 15200:2012, as lajes dos Projetos 2 e 3 diminuíram os vãos livres, devido à mudança nas larguras das vigas, resultando na diferença dos consumos. Nos Projetos 2 e 3, as lajes não sofreram alterações.

3.3.3 Consumo nas vigas

O Gráfico 3 mostra os consumos nas vigas de cada projeto.

Gráfico 3 - Consumos em vigas



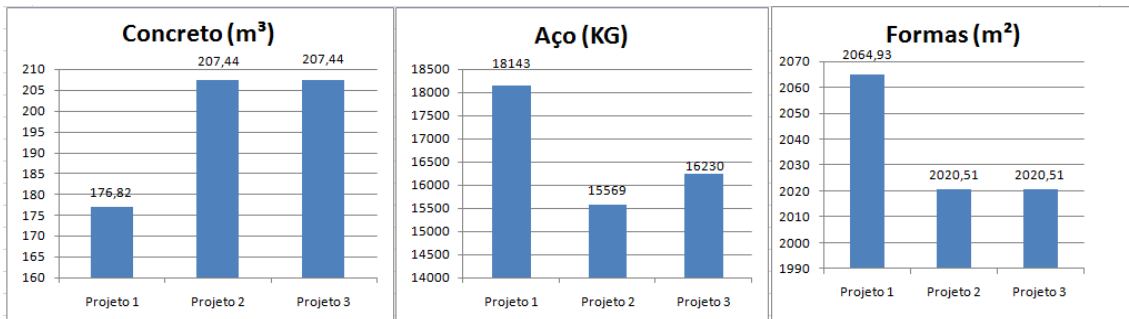
Fonte: O Autor (2016)

Com o aumento da largura nas vigas para os projetos 2 e 3, o volume de concreto aumentou 9,63% em relação ao Projeto 1. O consumo de aço mudou para os três projetos: no Projeto 2, ocorreu uma queda de -2,02%, esta diminuição está aliada ao implemento na largura das vigas, tornando as vigas de maior capacidade portante. O aço no Projeto 3, devido ao maior peso de paredes aplicadas, teve um aumento de 2,60% sobre a estrutura 1 e 4,52% sobre a estrutura 2 no consumo. Outro fator que favorece a redução do consumo de aço no Projeto 2 é a possibilidade de haver três barras na primeira camada da viga, podendo optar por barras de menor diâmetro. As formas tiveram um aumento 2,37%, devido ao aumento nas larguras das vigas.

3.3.4 Consumo nos pilares

O Gráfico 4 mostra os consumos de materiais nos pilares de cada projeto.

Gráfico 4 - Consumo em pilares.



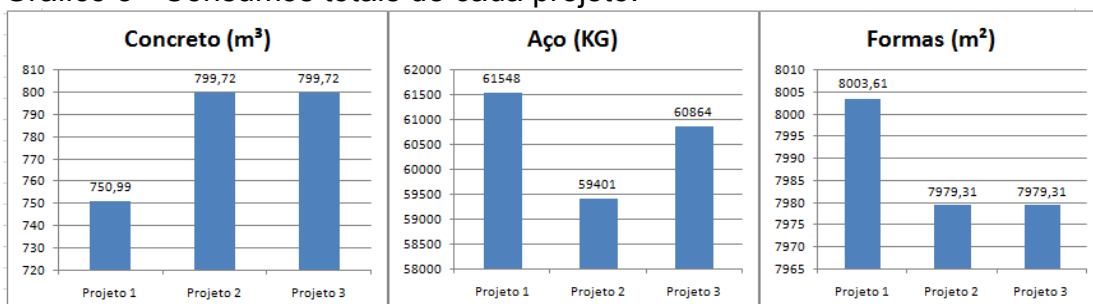
Fonte: O Autor (2016)

Para os pilares, as alterações nas dimensões ocasionaram uma grande mudança nos consumos. Com um Bmin de 35 cm, os pilares ficaram com um índice de esbeltez menor, resultando na queda do consumo de aço e aumento no consumo de concreto. No Projeto 1, os pilares têm o B no máximo 25 cm, para não interferirem na arquitetura da obra, e, conseqüentemente, um índice de esbeltez maior. Com pilares de seção quadrada de no mínimo 35X35 cm, o Projeto 2 ganhou mais estabilidade, minorizando os efeitos de segunda ordem. O consumo de concreto teve um aumento de 14,76% nos Projetos 2 e 3, as formas tiveram uma redução de -2,20% em relação ao projeto 1. O consumo de aço diminuiu -16,53% para o Projeto 2 e -11,73% para o Projeto 3, o terceiro projeto teve um aumento de 4,07% em relação ao Projeto 2.

3.3.5 Consumos de concreto, aço e formas dos projetos

O Gráfico 5 ilustra os consumos totais dos materiais para as estruturas dos três projetos.

Gráfico 5 - Consumos totais de cada projeto.



Fonte: O Autor (2016)

Os consumos de materiais sofreram alterações devido às mudanças nas dimensões dos pilares e vigas e devido ao aumento de 23,33% na carga de paredes aplicadas as vigas no Projeto 3. O concreto teve um aumento no consumo de 6,09% nos Projetos 2 e 3. O aço consumido nos Projetos 2 e 3 obteve uma redução em relação ao Projeto 1. Essa redução foi de -3,61% no Projeto 2 e -1,12% no Projeto 3. Já o aço consumido no Projeto 3 foi 2,40%, maior que no projeto 2. Nas formas ocorreu uma redução de 0,30%.

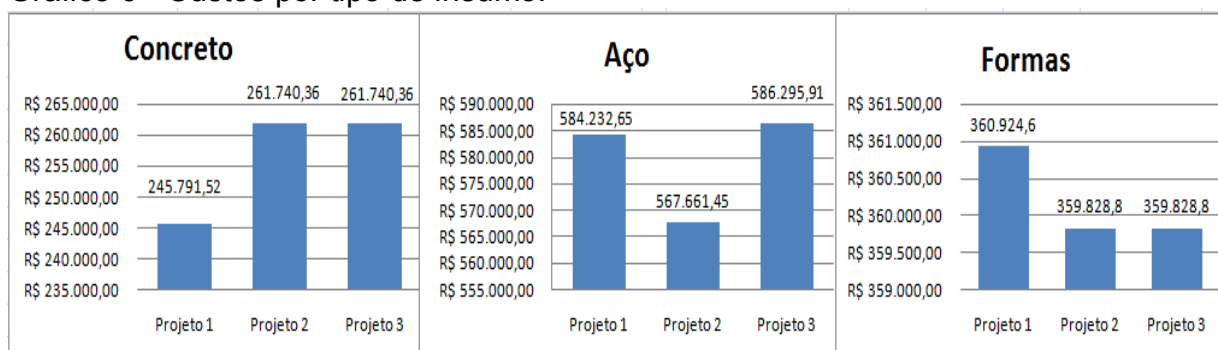
3.4 Orçamentos das Estruturas

Com os dados de consumo dos materiais realizou-se o orçamento das três estruturas. Os preços dos insumos foram obtidos no SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) desonerada, de abril de 2016. E, as tabelas de composição de materiais e mão-de-obra foram retiradas da TCPO 14 (Tabela de Composição de Preços para Orçamentos).

Nos orçamentos não foram incluídos os BDIs, que são diferentes para cada empresa, e também, não foram adicionados os encargos e leis sociais, que incidem sobre a mão-de-obra. Para as formas da edificação foram considerados três aproveitamentos. No aço e no concreto não foram levadas em consideração as perdas, pois cada empresa possui o seu método de racionalização.

O Gráfico 6 ilustra o comparativo dos preços de concreto, aço e formas para cada projeto.

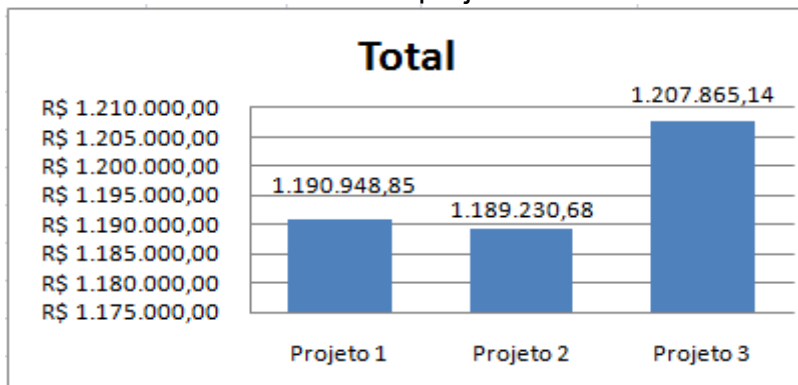
Gráfico 6 - Custos por tipo de insumo.



Fonte: O Autor (2016)

O custo de concretagem dos Projetos 2 e 3 ficou 6,09% mais alto que o Projeto 1. O custo das armaduras do Projeto 2 ficou -2,92% menor que o Projeto 1, no terceiro projeto, o custo das armaduras orçado ficou 0,35% maior que o Projeto 1 e 3,18% maior que o Projeto 2. As formas dos Projetos 2 e 3 foram -0,30% menores do que o Projeto 1. O Gráfico 7 demonstra os custos totais orçados para as estruturas dos três projetos.

Gráfico 7 - Custos totais dos projetos



Fonte: O Autor (2016)

Com os orçamentos finalizados somou-se o preço total de cada estrutura e observou-se uma diminuição no custo da estrutura 2 em relação à estrutura 1 de -0,14% e constatou-se que a estrutura 3 ficou com um custo mais alto que as duas primeiras, 1,40% mais cara que a estrutura 1 e 1,54% mais cara que a estrutura 2. O custo do Projeto 1 ficou em R\$ 285,54 por metro quadrado, o Projeto 2 ficou R\$285,13 por metro quadrado e o Projeto 3 ficou com um custo de R\$ 289,59 por metro quadrado.

3.5 Reduções de Áreas dos Pavimentos

No terceiro projeto, as larguras das vigas são de 14 cm e o revestimento de 1,5 cm, as paredes ficaram com uma espessura final de 17 cm para embutir as vigas. Esse aumento na largura das paredes, que no primeiro projeto era de 15 cm, ocasiona uma diminuição nas áreas livres dos cômodos dos pavimentos. Essa redução, por pavimento, no Projeto 3 é de 6,97 m², uma diferença de 2,50% e na área total da edificação uma redução 69,70 m².

4 CONCLUSÕES

As conclusões apresentadas nesse estudo referem-se ao projeto arquitetônico modelo. No entanto, o projeto representa a tipologia de edifícios construídos na região, assim, os resultados obtidos podem servir de parâmetro para estudos mais específicos.

- Os consumos de materiais sofreram alterações nos três projetos, resultando em diferenças nos custos.
- No terceiro projeto, as paredes de 17 cm resultaram em uma redução na área útil do pavimento de 6,97 m², essa redução interfere nas dimensões e áreas de cada cômodo, gerando possíveis transtornos na aprovação do projeto nos órgãos competentes, e problemas com a diminuição das áreas já comercializadas.
- O aumento das cargas na fundação das estruturas 2 e 3 mostraram valores com aumento significativo, esse aumento deve ser observado pois pode gerar um aumento significativo no custo das fundações.
- O aumento do custo da estrutura de 1,40% no projeto 3, apesar de não ser um aumento significativo, e a redução da área útil nos pavimentos, são grandes entraves para o projetista estrutural realizar as verificações do projeto em situações de incêndio conforme a NBR 15200:2012. A falta de fiscalização no estado e a não exigência das incorporadoras fazem com que muitos projetistas não realizem essas verificações.
- O Cypecad possui uma limitação de dimensões das peças acima do exigido pela NBR 15200:2012.

5 REFERÊNCIAS

Albuquerque, Gabriela Bandeira de Melo Lins de. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio**/ G.B.M.L de Albuquerque. – Ed. rev – São Paulo,2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15.200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2012.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança na estrutura-Procedimento.** Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações-Procedimento.** Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR5628: Componentes Construtivos Estruturais - Determinação da Resistência ao Fogo.** Rio de Janeiro, 2003.

CARVALHO, Roberto Chust.; Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2003/ Roberto Chust Carvalho, Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho. – 3. Ed. – São Carlos: EdUFSCAR,2013.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P.. **Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio.** In: XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 2002, Brasília. XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. Brasília: FINATEC-UNB, 2002.

COSTA, C.N e SILVA, V.P. **Estruturas de concreto armado em situação de incêndio.** XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. Brasília, DF. 2004.

COSTA, C. N., RITA, I. A., SILVA, V. P. - **Projeto de Estruturas de Concreto - Princípios do “método dos 500 °C” aplicados no dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio, com base nas prescrições da NBR 6118 (2003) para projeto à temperatura ambiente.** IBRACON - Volume VI – São Paulo (2004).

FIGUEIREDO, A.D.; COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas.** In: SEMINARIO INTERNACIONAL NUCLEO DE PESQUISA EM TECNOLOGIA DA ARQUITETURA E URBANISMO, 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: NUTAU/FAU-USP, 2002.

MORALES, G; CAMPOS, A.; FAGARELO, A. M. P. **A ação do fogo sobre componentes de concreto** In: Seminário: Ciências Exatas e Tecnológicas, Londrina, v. 32, n. 1, p. 47-55, jan./mar. 2011.

MULTIPLUS SOFTWARES TÉCNICOS. **CYPECAD – Manual do usuário**. São Paulo, 2010.

SANTOS, Daniel dos. - **Comparativo de custo de uma estrutura de concreto armado para fins comerciais atendendo os requisitos de NBR 6118:2014 e as verificações de segurança em situação de incêndio de NBR 15200:20012**. Criciúma, 2015.

SILVA, V.P.; Projeto de Estruturas de Concreto em Situação em Incêndio: Conforme a ABNT NBR 15200:2012. São Paulo: Blucher,2012 (livro).

SILVA, Daiane dos Santos da. **Propriedades mecânicas residuais após incêndio de concretos usados na construção civil na grande Florianópolis**. 2009. 102 f. Dissertação (Mestre em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2009.