

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO FATOR DE REDUÇÃO INDICADO PELA NBR 15200:2012 NO DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM CONCRETO ARMADO SOB EFEITO DA TEMPERATURA – ESTUDO DE CASO

Ellen Piuco Ghellere (1), Daiane dos Santos da Silva Godinho (2)

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense

(1)ellen_ghellere@hotmail.com, (2)dss.engcivil@gmail.com.br

RESUMO

O concreto armado é avaliado como um ótimo material na construção civil por ter características como a incombustibilidade e baixa condutividade térmica, não emitindo gases tóxicos quando exposto ao fogo, sendo assim considerado seguro na ocorrência de incêndio. Porém, é um material heterogêneo, onde seus diferentes constituintes não reagem da mesma maneira diante da ação do fogo, tornando seu efeito sobre as estruturas de concreto um problema. Quando submetido à altas temperaturas, pode ter suas características mecânicas reduzidas, possibilitando a ocorrência de “spalling” e diminuindo a resistência do concreto. A NBR 15200:2012 – “Projetos de estrutura de concreto em situação de incêndio – Procedimentos”, expõe o fator de redução da compressão axial do concreto quando submetido ao aumento da temperatura, utilizado para o dimensionamento da estrutura em estudo. No presente trabalho foi realizado o dimensionamento de um edifício residencial de concreto armado, em situação normal e com o acréscimo de temperatura em situação de incêndio, dimensionado através do programa computacional CAD TQS. Por fim, verificou-se a influência dos diferentes dimensionamentos nas áreas das seções transversais e taxas de armadura necessária dos elementos estruturais pilares e vigas com maiores solicitações, cargas nas fundações e volume de concreto final.

Palavras chaves: Altas temperaturas; Concreto armado; Dimensionamento.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil não ocorrera um grande incêndio até os anos 70, não havendo preocupação com prevenções para este tipo de evento. As normas naquele momento eram somente para o dimensionamento de saídas de emergência, de escadas e de proteção contra a combustão da estrutura dos edifícios, através dos

códigos de obras dos municípios. O corpo de bombeiros era o único órgão que possuía um regulamento, designando o uso de extintores e hidrantes, por exemplo, como prevenção ao combate de incêndios (SILVA, 2012).

Silva (2012) cita ainda que a ocorrência de dois grandes incêndios em edificações marcou o início da reavaliação de medidas de segurança contra incêndios no País. O primeiro acidente ocorreu em 24 de fevereiro de 1972, no Edifício Andraus, prédio comercial de 31 andares, localizado na Av. São João, São Paulo. O foco teve início em uma loja de cartazes de publicidades no pavimento térreo, 16 pessoas faleceram e 336 ficaram com ferimentos.

O segundo incidente datou de 1º de fevereiro de 1974, no Edifício Comercial Joelma, estabelecido na Praça da Bandeira, São Paulo. A combustão ocorreu em um aparelho de ar condicionado, acarretando um curto circuito e espalhando o fogo por toda a edificação. Este incêndio resultou na morte de 191 pessoas e 300 ficaram feridas.

Com histórico no Brasil, iniciou-se a elaboração de legislações e normas mais eficazes, como as Legislações Estaduais e as NBR's 14432:2000 – “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento” e 15200:2012 – “Projetos de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento”, através da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

A segurança das edificações contra incêndio tem como função primordial diminuir o risco de morte, evitando o contato com o calor ou fumaça em grandes proporções, além do desabamento da estrutura, a fim de proteger os ocupantes e a equipe de combate. Outro encargo seria minimizar danos causados na estrutura e em bens materiais. Para garantir a proteção dos usuários, é preciso prevenir tais acidentes, através de projetos, estruturais e preventivos contra-incêndio, como também na execução ou reforma.

O concreto armado é um excelente material na construção por ser incombustível, ter baixa condutividade térmica, não emitir gases tóxicos quando exposto ao fogo e os elementos estruturais terem correntemente baixo fator de massividade, sendo assim considerado seguro em situação de incêndio (COSTA e SILVA, 2004).

Porém, Morales, Campos e Faganello (2011, p. 47) reiteram que “o concreto é um material composto, onde diferentes materiais que o constituem não reagem da

mesma forma diante da ação do fogo, tornando seu efeito sobre as estruturas de concreto um problema”.

Figueiredo, Costa e Silva (2002), afirmam que o aumento da temperatura devido aos incêndios, causa mudanças na micro e na macroestrutura do concreto, como na coloração, perda de resistência mecânica, esfarelamento superficial, fissuração e a desagregação da estrutura. A Tabela 1 demonstra as alterações sofridas na pasta de cimento quando exposto ao fogo.

Costa e Silva (2002, p. 3), alegam que:

Quando o concreto é aquecido, a água livre presente na pasta evapora-se. Somente após a vaporização de toda umidade, o concreto ultrapassa os 100 °C de aquecimento. A partir desse nível, a água adsorvida e a água quimicamente combinada começa a evaporar, desidratando os silicatos de cálcio hidratados, responsáveis pela maior parte da resistência do concreto. Aos 710 °C, os silicatos estão completamente extintos.

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).

Segundo Costa, Rita e Silva (2004), o aumento da temperatura em situação de incêndio não ocasiona a fusão do aço, porém o aquecimento do concreto que está em contato com as barras diminui consideravelmente a resistência do aço. Assim, ocorre a redução do módulo de elasticidade, retratando grandes dilatações e fluência.

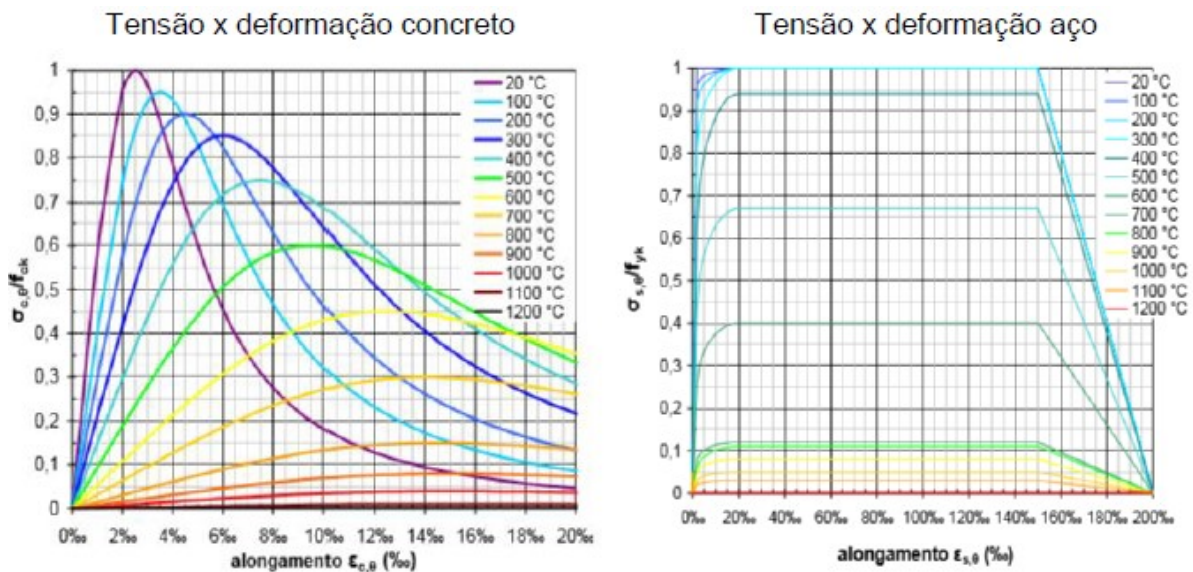
Figueiredo, Costa e Silva (2002, p.1), citam que:

A ação dos fluxos de calor convectivo, radiativo e condutivo aumenta a temperatura dos elementos estruturais, causando diminuição da resistência e da rigidez, e esforços adicionais nas estruturas hiperestáticas, induzidos pelas deformações térmicas. Esses efeitos podem conduzir ao colapso estrutural.

O concreto armado submetido a altas temperaturas reduz características mecânicas, possibilitando a ocorrência de “spalling”, que é um lascamento dos elementos estruturais, fenômeno este que causa a perda da área resistente do concreto (COSTA e SILVA, 2002).

A Figura 1, expressa as deformações do aço e do concreto em altas temperaturas.

Figura 1 – Diagrama Tensão X Deformação em elevadas temperaturas.



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

A NBR 15200:2012 fornece o cálculo para correção da resistência residual do concreto, onde a resistência diminui com o aumento da temperatura. A resistência do concreto em situação de incêndio ($f_{c,\theta}$) pode ser obtida pela seguinte equação:

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck}$$

Onde:

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto em situação normal;

$k_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura adquirida.

A Figura 2 expõe o fator de redução da resistência do concreto em função do crescimento da temperatura, levando em consideração o tipo de agregado.

Figura 2 - Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura.



Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Diante do presente contexto, o objetivo principal deste trabalho foi analisar a influência do fator de redução da resistência residual do concreto em situação de incêndio, indicado pela NBR 15200:2012, para o dimensionamento de uma estrutura em concreto armado. Para isso, desenvolveu-se o cálculo estrutural de um edifício residencial de 05 pavimentos de acordo com a NBR 6118:2014 para a classe de agressividade ambiental II, em temperatura ambiente. Após o dimensionamento, o edifício foi redimensionado para as resistências residuais do concreto em aquecimentos de 200, 400 e 800°C, conforme o fator de redução. Ao final verificou-se a influência dos diferentes dimensionamentos nas áreas das seções transversais e taxas de armadura necessária dos elementos estruturais pilares e vigas com maiores carregamentos, cargas nas fundações e volume de concreto final.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para realização do trabalho a estrutura foi dimensionada através do programa CAD TQS, em condições normais e em situação de incêndio, verificando-se os pilares e vigas do pavimento térreo. A formatação do programa foi elaborada através da NBR 6118:2014.

Primeiramente, foi lançada toda a edificação no software CAD TQS, com pré-dimensionamento, de acordo com a NBR 6118:2014, em situação normal, que a NBR 15200:2012 (p. 1) define como “Temperatura ambiente (considerada próxima a 20 °C)”, com resistência axial do concreto de 30 Mpa. E assim, constituiu-se o primeiro projeto.

Com o aumento da temperatura, a resistência do concreto decresce, e com isso foram realizados três novos redimensionamentos, com diferentes temperaturas, em 200, 400 e 800 °C. Através do fator de redução indicado pela NBR 15200:2012, foram determinadas a resistência do concreto nessas três etapas, embasado no cálculo para correção da resistência residual do concreto, onde foram obtidos os valores de 28,5, 22,5 e 4,5 MPa, respectivamente, respeitando as dimensões mínimas indicadas pelo software de acordo com as normas vigentes.

2.1 Projeto de estudo

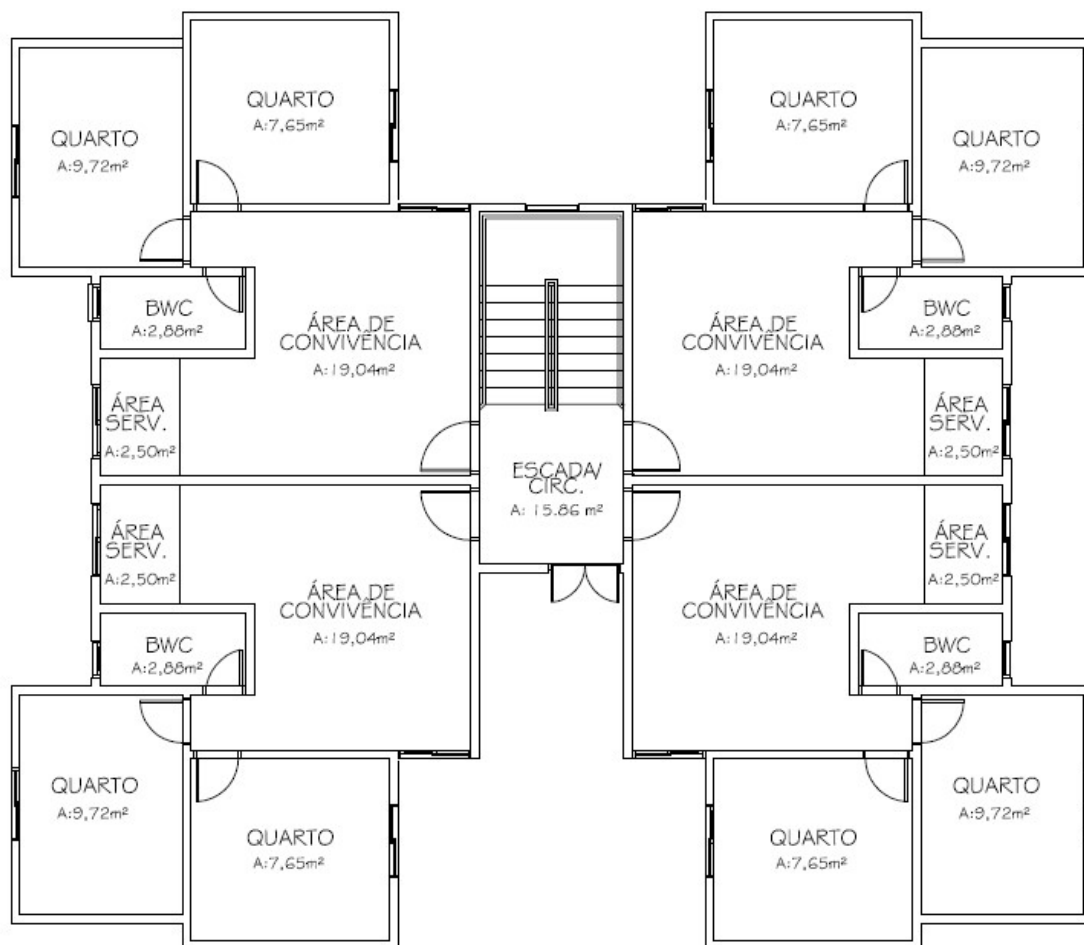
A edificação analisada é de uso residencial, com 4 apartamentos por andar, com área de 218,00 m², com 5 pavimentos tipo, tendo área total de 1.090,00 m².

A estrutura é constituída de concreto armado com lajes maciças, vigas e pilares. O concreto definido é o preparado com agregado graúdo silíceo. A partir da NBR 6118:2014 foi obtida a classe de agressividade, de acordo com a localização, estando a edificação na classe II, com agressividade moderada. A resistência do concreto mínima para esta classe é de 25 MPa, com cobrimento mínimo exigido para os elementos estruturais de 25 mm para lajes, e 30 mm para vigas e pilares.

Na edificação em estudo foi adotada a resistência de 30 MPa. A NBR 6118:2014 (p. 20) cita “Para concretos de classe de resistência superior ao mínimo exigido, os cobrimentos definidos na Tabela 7.2 podem ser reduzidos em até 5 mm”. Assim, os

cobrimentos foram diminuídos em 5 mm, tendo as lajes 20 mm, e as vigas e pilares 25 mm, conforme permissão da norma. A Figura 3 apresenta o projeto arquitetônico do pavimento tipo:

Figura 3 – Projeto arquitetônico do pavimento tipo.



Fonte: O Autor (2017).

2.2 CAD TQS – Sistema Computacional

O CAD TQS é um sistema para cálculo estrutural em concreto armado, que possui ferramentas para cálculo estrutural, lançamento e detalhamento de elementos estruturais. Este programa foi utilizado para o lançamento e cálculo da estrutura, realizando as verificações de acordo com a resistência do concreto adotada e com a NBR 6118:2014. Assim, foram executados os redimensionamentos da edificação,

analisando as áreas das seções transversais e taxas de armadura necessária dos elementos estruturais pilares e vigas com maiores solicitações, além do comparativo de cargas nas fundações e volume de concreto final.

2.3 Cargas na estrutura

As cargas consideradas na estrutura foram adotadas conforme a NBR 6120:1980 – “Cargas para o cálculo de estruturas de edificações”, que através da norma obtém-se o peso próprio dos elementos e a sobrecarga de utilização, além de estipular as cargas permanentes da edificação.

Também foram consideradas as cargas de vento nas quatro direções. Este dimensionamento seguiu a NBR 6123:1988 – “Forças devido ao vento em edificações”, que através das isopletas de velocidade básica do vento foi adquirido 45 m/s, característico da região de estudo.

2.4 Fator de redução

A partir da Figura 2, adquirida na NBR 15200:2012, obteve-se os fatores de redução da resistência do concreto ($k_{c,\theta}$) em função da temperatura. As temperaturas estabelecidas para análise foram 200, 400 e 800 °C, com os respectivos fatores de redução 0,95, 0,75 e 0,15.

Considerou-se, inicialmente, 200 °C, pois nesta temperatura ocorre a permeabilidade a água e o aumento da perda d’ água quimicamente combinada, havendo uma redução na resistência axial do concreto. Em 400 °C, já não existe água livre e ocorre a dissociação dos componentes, com fissuras expostas. E por fim, 800 °C, onde as ligações químicas são modificadas e a resistência do concreto é mínima.

Com a equação para cálculo da correção da resistência a compressão do concreto em função da temperatura adquirida em situação de incêndio, também estabelecida na NBR 15200:2012, obteve-se resistências de 27,5, 22,5 e 4,5 MPa, nesta ordem.

2.5 Lançamento da estrutura

Primeiramente, foi realizado um pré-dimensionamento, locando os elementos estruturais na planta arquitetônica, conforme as imposições da NBR 6118:2014. Para os pilares, foi utilizada a menor dimensão de 15 cm, porém na revisão da NBR 6118, em 2014, ficou estipulado que a menor dimensão não poderá ser inferior a 19 cm. A norma cita que:

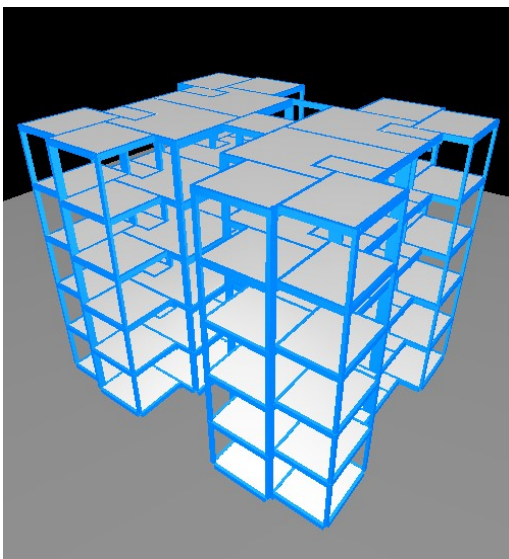
Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na Tabela 13.1 e na Seção 11. Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm². (NBR 6118:2014, p. 73).

Assim, todos os esforços solicitantes nos pilares foram majorados em 20%, conforme a norma, respeitando a área mínima exigida de 360 cm².

Com a verificação dos deslocamentos verticais e estabilidade global da estrutura, alguns elementos estruturais foram redimensionados, acrescentando altura nas vigas e largura nos pilares.

A Figura 4, extraída do Software CAD TQS, demonstra os elementos estruturais da edificação, dimensionada em condições normais.

Figura 4 – Estrutura em 3D.



Fonte: O Autor (2017).

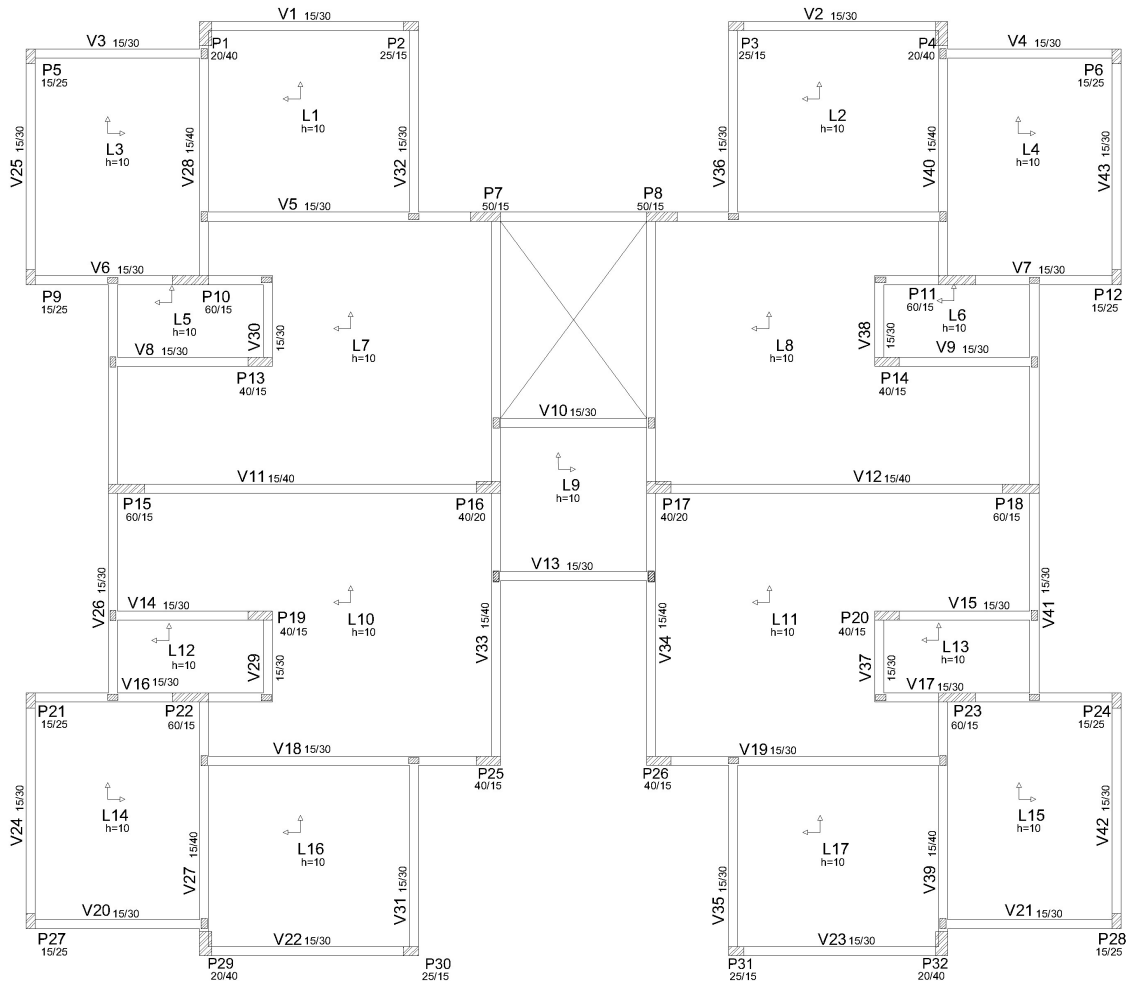
A taxa de armadura de elementos estruturais deve respeitar a NBR 6118:2014, que determina para vigas a taxa mínima absoluta de 0,15% da área da seção transversal. A NBR 6118:2014 (p. 132) ainda estabelece para as vigas que “A soma das armaduras de tração e de compressão ($A_s + A_s'$) não pode ter valor maior que 4% A_c , calculada na região fora da zona de emendas” e especifica para os pilares que “A máxima armadura permitida em pilares deve considerar inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda”.

O software realiza automaticamente o cálculo das cargas de vento, de acordo com os dados da estrutura. Com a edificação dimensionada para cumprir a NBR 6118:2014, o projeto estrutural para condições normais, com resistência do concreto de 30 MPa, foi finalizado e extraído as dimensões e taxas de armadura necessária dos principais elementos estruturais pilares e vigas, além das cargas nas fundações e volume de concreto final. A Figura 5 apresenta a planta de formas da estrutura em temperatura ambiente.

Concluído o dimensionamento da edificação em temperatura ambiente, considerou-se a estrutura exposta à um incêndio padrão, com a edificação a 200°C, reduzindo a resistência do concreto a compressão axial para 28,5 MPa.

Seguindo com o incêndio padrão, a estrutura foi exposta a 400°C e assim a resistência do concreto diminuiu para 22,5 MPa. E por fim, a edificação foi submetida a 800° C, com resistência de apenas 4,5 MPa.

Figura 5 – Planta de formas da edificação em condições normais.



Fonte: O Autor (2017).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

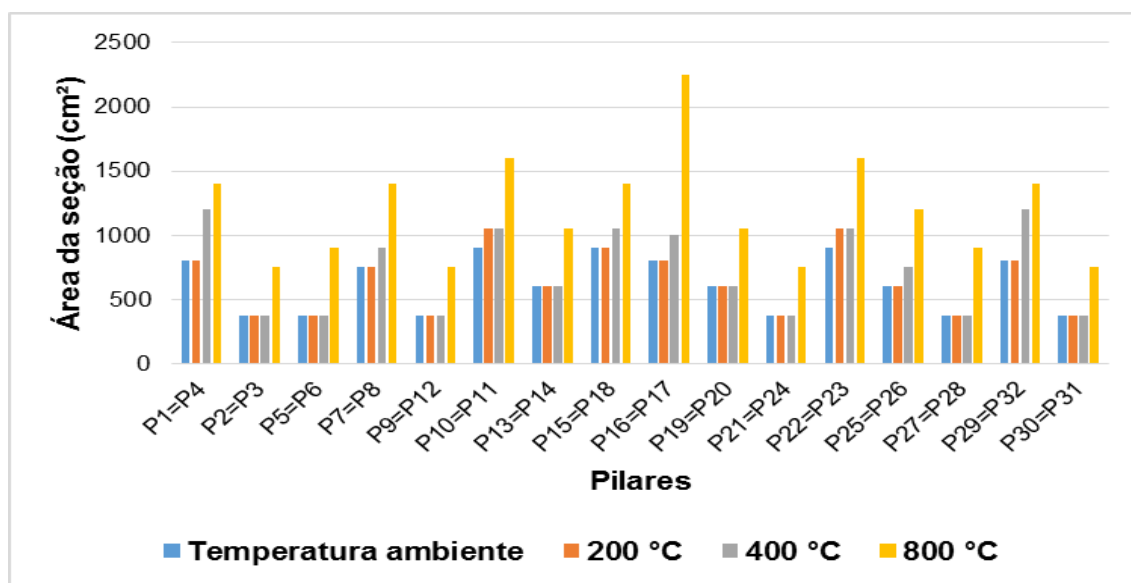
No presente trabalho foi realizado um estudo da influência do fator de redução indicado pela NBR 15200:2012, onde a resistência axial do concreto reduz com o aumento da temperatura em situação de incêndio. Assim, foi dimensionada uma edificação residencial de 05 pavimentos, de acordo com a NBR 6118:2014, em condições normais, adotando-se 30 MPa para a resistência do concreto. Após, a estrutura foi redimensionada a 200, 400 e 800 °C, com resistências reduzidas para 28,5, 22,5 e 4,5 MPa, respectivamente. Com isso, verificou-se a influência dos diferentes dimensionamentos nas áreas das seções transversais e taxas de

armadura necessária dos elementos estruturais pilares e vigas do pavimento térreo, além das cargas nas fundações e volume de concreto final.

3.1 Influência do fator de redução da resistência axial do concreto nas temperaturas de 200, 400 e 800 °C refletidas nas áreas das seções transversais dos pilares

A Figura 6 ilustra as áreas das seções transversais dos pilares de acordo com a temperatura adquirida em situação de incêndio.

Figura 6 – Comparativo das áreas das seções dos pilares nos diferentes dimensionamentos.



Fonte: O autor (2017).

Oliveira e El Debs (2009, p. 39) afirmam que “O aumento da resistência à compressão do concreto possibilita a redução da seção transversal do pilar”, conseqüentemente a redução da resistência do concreto ocasiona o crescimento das seções dos elementos estruturais.

Conforme a Figura 6, pode-se observar que com a redução da resistência do concreto, ocasionada pelo aumento da temperatura em situação de incêndio, as áreas das seções transversais dos pilares aumentaram, quando estes não resistiram aos esforços estruturais.

Pode-se verificar, inicialmente, que o acréscimo da área das seções dos pilares para 200 °C, foram apenas nos P10, P11, P22 e P23, com aumento de 16,67%.

A 400°C, quando comparado com o dimensionamento inicial, houve adição nos pilares P7 e P8 de 20%; P10, P11, P15, P18, P22 e P23 de 16,67%; P16, P17, P25 e P26 de 25%. O maior aumento neste redimensionamento foi nos pilares P1, P4, P29 e P32 de 50%.

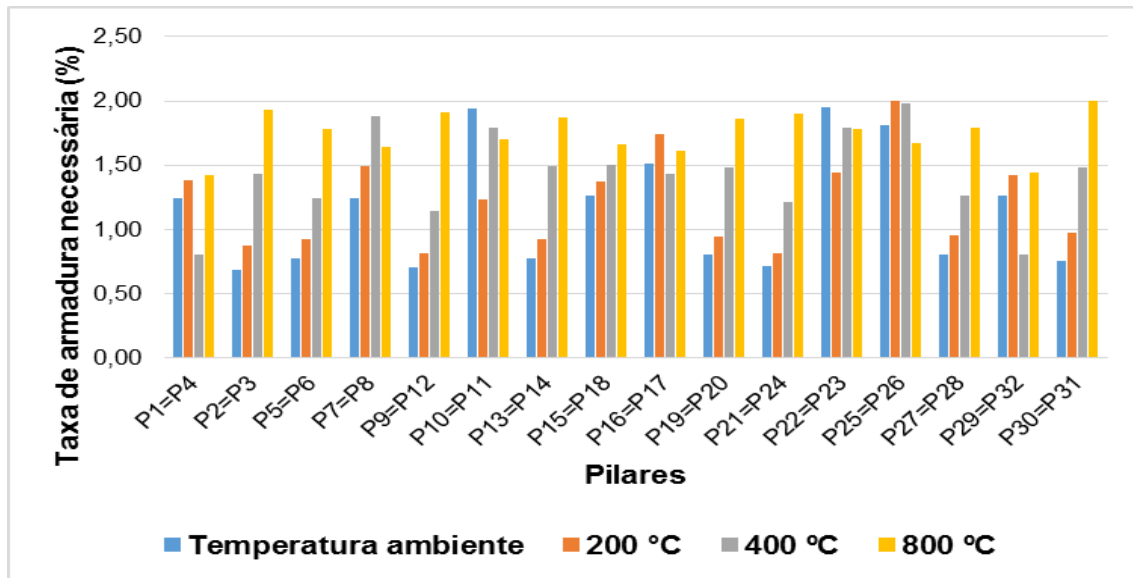
O maior acréscimo das áreas transversais das seções dos pilares foi no redimensionamento para 800 °C, quando a resistência do concreto é de apenas 4,5 MPa, solicitando grandes áreas de concreto para os pilares, quando comparadas ao dimensionamento em temperatura ambiente. Neste caso, em todos os pilares houve aumento das seções, os pilares P1, P4, P13, P14, P19, P20, P29 e P32 tiveram as seções majoradas em 75%; P2, P3, P9, P12, P21, P24, P25, P26, P30 e P31 em 100%; P5, P6, P27 e P28 em 140%; P7 e P8 em 86,67%; P10, P11, P22 e P23 em 77,78%; P15 e P18 em 55,56%. Os maiores esforços ocorreram nos pilares P16 e P17, que tiveram acréscimo de 181,25% na área da seção.

3.2 Influência do fator de redução da resistência axial do concreto nas temperaturas de 200, 400 e 800 °C refletidas nas taxas de armadura necessária dos pilares

A Figura 7 demonstra as taxas de armadura necessária para armar os pilares conforme a temperatura em situação de incêndio.

A partir da Figura 7, verifica-se que com o aumento da temperatura a taxa de armadura necessária também cresce. Isso se deve ao fato de que com o aumento de temperatura a resistência do concreto diminui, fazendo com que haja uma maior solicitação de armadura nos pilares para resistirem aos esforços que estes estão submetidos.

Figura 7 – Comparativo das taxas de armadura necessária dos pilares nos diferentes dimensionamentos.



Fonte: O autor (2017).

Pode-se observar inicialmente que os pilares P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P24, P25, P26, P27, P28, P29, P30, P31 e P32 sofreram acréscimo na taxa de armadura necessária para 200 °C, já que os mesmos não tiveram suas seções transversais modificadas. Os pilares P10, P11, P22 e P23 tiveram redução na taxa de armadura necessária para arma-los, isto se deve ao fato de que as seções transversais foram aumentadas, como exposto na Figura 6.

Pinheiro, Muzardo e Santos (2007, p.3) definem concreto armado como sendo “A associação do concreto simples com uma armadura, usualmente constituída por barras de aço. Os dois materiais devem resistir solidariamente aos esforços solicitantes”. Assim, o aumento das seções dos pilares, decorre no aumento da quantidade de concreto para resistir aos esforços, podendo ocorrer redução na taxa de armadura necessária.

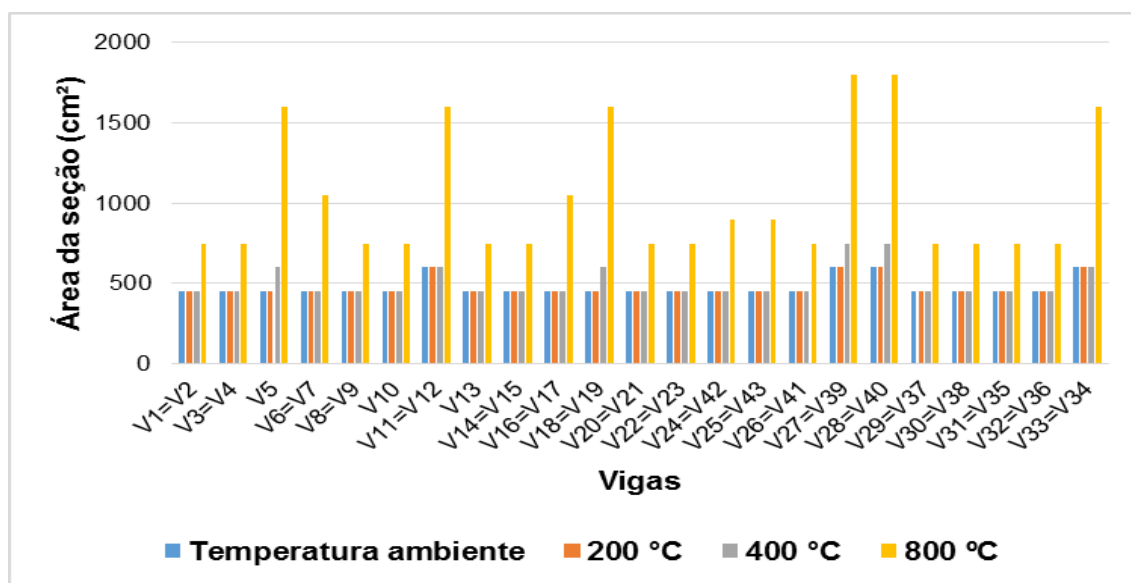
A 400°C, quando comparado com o dimensionamento inicial, houve adição na taxa de armadura dos pilares P2, P3, P5, P6, P9, P12, P13, P14, P19, P20, P21, P24, P27, P28, P30 e P31, pois as dimensões foram conservadas. Os pilares P7, P8, P15, P18, P25 e P26 também cresceram taxa de armadura, mesmo tendo suas

dimensões aumentadas. Já nos pilares P1, P4, P10, P11, P16, P17, P22, P23, P29 e P32 a taxa de armadura caiu, fato que se deve ao aumento da seção transversal. Quando se compara a taxa de armadura necessária do redimensionamento para 800 °C com o dimensionamento em temperatura ambiente, observa-se que apenas os pilares P10, P11, P25 e P26 sofreram redução na taxa de armadura, devido ao aumento da seção. O restante dos pilares tiveram aumento na taxa, mesmo com o aumento da seção, conforme Figura 6. Isto se deve a pequena resistência do concreto neste redimensionamento, de acordo com a situação de incêndio, de apenas 4,5 MPa, solicitando grandes áreas de concreto e taxas de armadura necessária para os pilares resistirem aos esforços que estão submetidos.

3.3 Influência do fator de redução da resistência axial do concreto nas temperaturas de 200, 400 e 800 °C refletidas nas áreas das seções transversais das vigas

A Figura 8 expõe as áreas das seções transversais das vigas correspondente com a temperatura em situação de incêndio.

Figura 8 – Comparativo das áreas das seções das vigas nos diferentes dimensionamentos.



Fonte: O autor (2017).

Conforme a Figura 8, pode-se compreender que com a diminuição da resistência axial do concreto, ocasionada pelo aumento da temperatura em situação de incêndio, as áreas das seções transversais das vigas aumentaram, quando estas não resistiram aos esforços estruturais.

Inicialmente, em 200 °C não houve mudança nas dimensões, devido á pequena redução na resistência axial do concreto. A 400 °C, algumas vigas tiveram acréscimo na área das seções, V5, V18 e V19 de 33,33%; V27, V28, V39 e V40 de 25%.

De acordo com o exposto, o maior aumento das seções está no redimensionamento para 800 °C, quando a resistência do concreto é de apenas 4,5 MPa, solicitando grandes áreas de concreto para as vigas, quando comparadas ao dimensionamento inicial. Todas as vigas tiveram suas áreas aumentadas, V1, V2, V3, V4, V8, V9, V10, V13, V14, V15, V20, V21, V22, V23, V26, V29, V30, V31, V32, V35, V36, V37, V38 e V41 tiveram o mesmo acréscimo, de 66,67%; V6, V7, V16 e V17 de 133,33%; V11, V12, V33 e V34 de 166,67%; V24, V25, V42 e V43 de 100%. As vigas com maiores carregamentos foram a V27, V28, V39 e V40 com 200% de adição na taxa; V5, V18 e V19 com 255,55%.

3.4 Influência do fator de redução da resistência axial do concreto nas temperaturas de 200, 400 e 800 °C refletidas nas taxas de armadura necessária das vigas

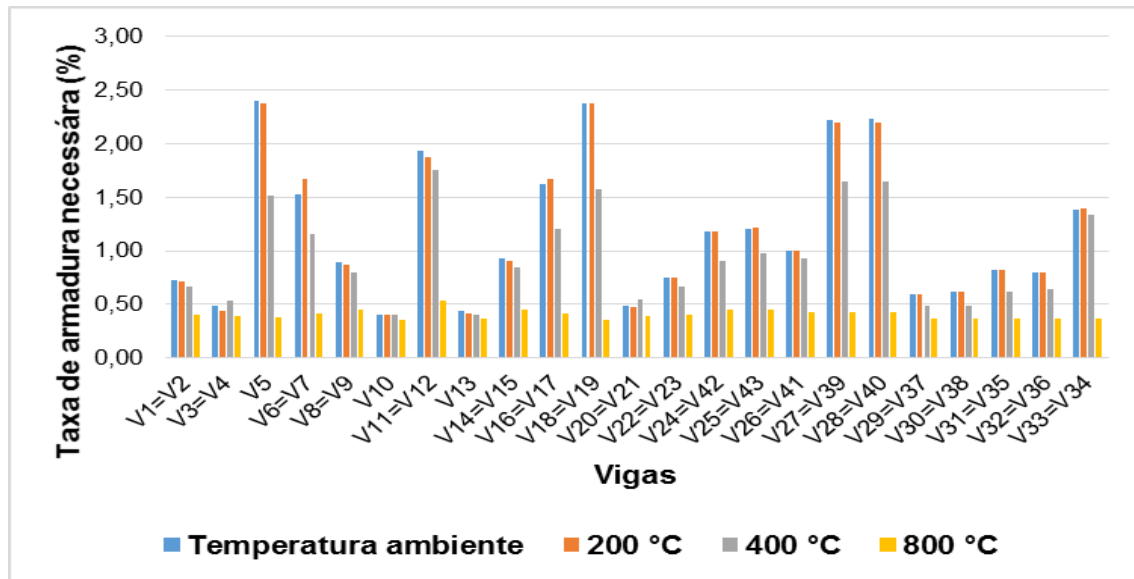
A Figura 9 expressa as taxas de armadura necessária para armar as vigas segundo a temperatura em situação de incêndio.

Analisando a Figura 9, observa-se que o comportamento das vigas difere dos pilares. O aumento da temperatura ocasiona, na maioria das vigas, a redução na taxa de armadura necessária, quando estas não apresentam mudanças nas seções, conforme Figura 8.

Uma possível justificativa para esse fato é que os aumentos das seções dos pilares interferem diretamente nas vigas, pilares estes com os maiores carregamentos da estrutura, já que estes as apoiam. Ocorre a redução dos momentos fletores dos apoios, e conseqüentemente nas quantidades de armadura negativa necessária

para arma-las. Assim, examina-se a estrutura global como um todo, e não somente os elementos isoladamente.

Figura 9 – Comparativo das taxas de armadura necessária das vigas nos diferentes dimensionamentos.



Fonte: O autor (2017).

Para o redimensionamento a 200 °C, a taxa de armadura necessária para armar as vigas teve um decréscimo mínimo, devido a pequena redução da resistência axial do concreto.

A 400°C houve redução nas vigas V1, V2, V5, V6, V7, V8, V9, V11, V12, V13, V14, V15, V16, V17, V18, V19, V22, V23, V24, V25, V26, V27, V28, V29, V30, V31, V32, V33, V34, V35, V36, V37, V38, V39, V40, V41, V42 e V43. A viga V10 manteve a taxa de armadura necessária, fato esse justificado pela taxa de armadura mínima necessária para arma-la. Apenas as vigas V3, V4, V20 e V21 tiveram aumento na taxa.

Analisando a estrutura exposta a 800 °C, observa-se que todas as vigas tiveram redução na taxa de armadura devido ao aumento de suas seções transversais, como exposto na Figura 8.

Filho, Nóbrega e Almeida (2015, p. 5) expõem que “A altura útil de uma viga interfere diretamente no dimensionamento da mesma, este parâmetro de cálculo pode ser

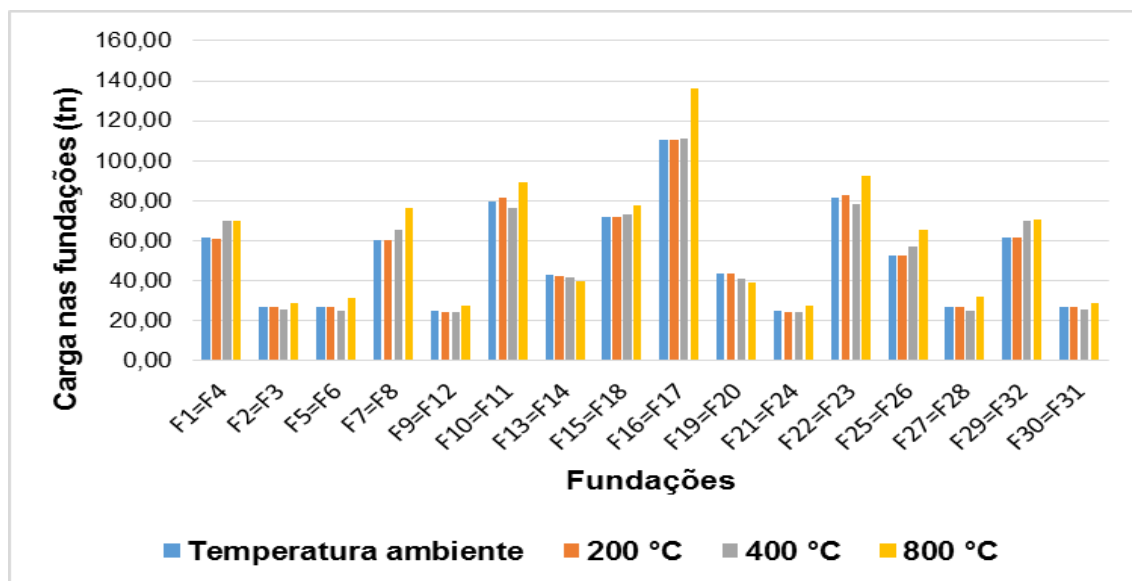
manipulado de forma que quanto maior seu módulo, menor será a área de aço necessária”.

Assim, na estrutura de concreto armado, o concreto e o aço trabalham em conjunto para resistirem aos esforços, quando se aumenta a seção do elemento, pode ocorrer a diminuição na quantidade de armadura necessária.

3.5 Influência do fator de redução da resistência axial do concreto nas temperaturas de 200, 400 e 800 °C refletidas nas cargas nas fundações

A Figura 10 expõe as cargas nas fundações de acordo com as solicitações da edificação, conforme a temperatura em situação de incêndio.

A Figura 10 – Comparativo das cargas nas fundações nos diferentes dimensionamentos.



Fonte: O autor (2017).

A partir da Figura 10, observa-se que no geral o aumento da temperatura em situação de incêndio resulta na adição das cargas nas fundações, justificado pela redução da resistência axial do concreto, crescendo área nas seções de vigas e pilares.

Nos redimensionamentos de 200 e 400 °C, quando comparado com o dimensionamento em temperatura ambiente, algumas fundações apresentaram

pequenas reduções das cargas, fundações estas que continham pilares que não tiveram mudança na seção. Explica-se esse fato pela edificação trabalhar como uma estrutura global, e assim algumas solicitações foram transferidas para outros pilares, que obtiveram aumento na seção, e conseqüentemente para suas fundações, que também tiveram acréscimo das cargas. Quando se analisa a carga total da edificação, percebe-se o aumento dela em função do aumento da temperatura.

Pode-se verificar, que inicialmente, as fundações com maiores cargas são F10 e F11 com 79,6 tf; F22 e F23 com 81,70 tf; F16 e F17 com 110,3 tf. Tendo a estrutura carga total de 1649,60 toneladas.

Em 200° C, o aumento da carga total da edificação foi de 0,04%, e para 400 °C de 1,22%, comparados com o dimensionamento inicial. Esses pequenos aumentos se devem as mudanças nas seções dos elementos estruturais, mudanças essas que quando comparadas com a edificação como um todo se tornam reduzidas.

Para o redimensionamento de 800 °C houve acréscimo de 13,29% na carga total da estrutura, aumento com maior significância, explanado pelo aumento da seção de todas as vigas e pilares.

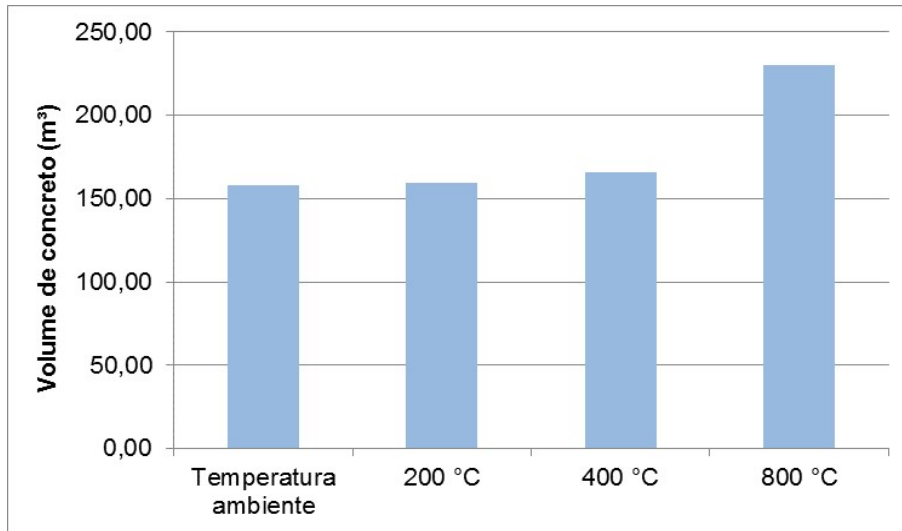
3.6 Influência do fator de redução da resistência axial do concreto nas temperaturas de 200, 400 e 800 °C refletidas no volume de concreto final

A Figura 11 demonstra o volume de concreto necessário para concretar os elementos estruturais da edificação, de acordo com a resistência axial do concreto adquirida na situação de incêndio.

Pode-se observar na Figura 11, que o volume de concreto necessário para a concretagem da estrutura em temperatura ambiente é de 158,35 m³. Para os redimensionamentos de 200 e 400 °C, os aumentos foram de 0,63% e 4,54%, respectivamente. Os acréscimos foram mínimos, devido a mudança de poucos elementos estruturais nessas condições.

Em 800 °C, o volume de concreto é de 229,85 m³, um aumento de 45,15% comparado com o dimensionamento inicial. Isto se deve ao fato de que todas as vigas e pilares da edificação sofreram aumento na seção transversal, acrescentando quantidade de concreto para constitui-las.

Figura 11 – Volume do concreto em função da resistência.



Fonte: O autor (2017).

4 CONCLUSÃO

Neste trabalho foi analisado o fator de redução da resistência axial do concreto, através da NBR 15200:2012, e realizado o comparativo de dimensionamento de um edifício residencial, projetado em condições normais e em situação de incêndio, onde concluiu-se os seguintes pontos:

- O aumento da temperatura na estrutura, diante da situação de incêndio, resulta na diminuição da resistência do concreto.
- Os pilares tiveram suas seções majoradas nos três redimensionamentos, quando estes não apresentaram resistência suficiente para resistir aos esforços estruturais.
- Os pilares obtiveram adição nas taxas de armadura necessária nos três redimensionamentos, de acordo com a redução da resistência axial do concreto.
- A redução da resistência a compressão do concreto, resulta no aumento da seção e da taxa de armadura necessária dos pilares, sendo que o acréscimo de um pode ocasionar a redução do outro, já que o concreto e o aço trabalham em conjunto, concreto armado, para resistirem as cargas que estão submetidos.
- As vigas apresentaram suas seções aumentadas nos redimensionamentos de 400 e 800 °C, quando estas não obtiveram a resistência necessária para resistir aos esforços da edificação.

- As vigas indicaram redução na taxa de armadura necessária para arma-las nos redimensionamentos de 200 e 400 °C, devido a diminuição do momento negativo nos apoios, e conseqüentemente da armadura negativa necessária.
- As vigas apontaram decréscimo na taxa de armadura necessária para 800 °C, em virtude do acréscimo da área das seções neste redimensionamento.
- A redução da resistência axial do concreto, repercute no aumento da seção das vigas, sendo que este acréscimo pode gerar a redução da taxa de armadura necessária, pois o concreto e o aço trabalham em conjunto, concreto armado, para resistirem as cargas que estão sujeitos.
- As cargas nas fundações apresentaram adição, decorrente do aumento da temperatura, justificado pelo acréscimo das seções das vigas e pilares.
- O volume de concreto final da edificação indica aumento de acordo com a temperatura adquirida, explanado pelo aumento das seções das vigas e pilares.
- Para o redimensionamento de 800 °C, o concreto apresenta resistência de apenas 4,5 MPa, gerando os maiores aumentos, com acréscimo das seções transversais de todos os pilares e vigas, adição nas taxas de armadura necessária dos pilares, e redução nas taxas de armadura necessária das vigas, decorrente do aumento das seções das mesmas.
- Para o redimensionamento de 800 °C ocorreu o aumento de maior significância das cargas nas fundações e volume de concreto final, fundamentado pelo aumento das seções das vigas e pilares.

4.1 Sugestões para trabalhos futuros

A partir da análise e resultados do presente trabalho, segue sugestões para estudos e trabalhos futuros:

- Reprisar o trabalho exposto com o dimensionamento de estruturas de maior porte.
- Realizar estudo utilizando o TRRF da NBR 14432:2000 e dimensões mínimas impostas pelo método tabular na NBR 15200:2012.
- Efetuar estudo analisando e dimensionando edificações em diferentes temperaturas em situação de incêndio, conforme o fator de redução apresentado na NBR 15200:2012.

5 REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, 1988.

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 (ABNT). **NBR 15200: Projeto de Estrutura de Concreto em Situação de Incêndio – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2012.

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.; SILVA, V. P. **Estruturas de concreto armado em situação de incêndio.** In: 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.

FILHO, R. V. C.; NÓBREGA, R. J. C.; ALMEIDA, F. G. P. **Análise do dimensionamento de vigas de concreto armado sob flexão simples quanto a ductilidade.** Revista de Engenharia Civil IMED, 2015.

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.

OLIVEIRA, W. L. A.; EL DEBS, A. L. H. C. **Estudo do efeito de confinamento do concreto em pmp curtos**. In: Cadernos de Engenharia de Estruturas. São Carlos, v. 11, n. 48, p. 39-53, 2009.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos, 2007.

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.

TQS – **Sistema Computacional de Engenharia Estrutural**. Disponível em <http://www.tqs.com.br>. Acesso em: Maio 2017.