

ANÁLISE NUMÉRICA DE PILAR EM CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

NUMERICAL ANALYSIS OF A PILLAR IN ARMED CONCRETE IN A FIRE SITUATION

Luiz Antônio de Sá Santos Freire¹

¹Faculdade de Integração do Sertão – FIS, Serra Talhada-PE, Brasil.

Resumo

Grande parte dos incêndios acontecem nas edificações. Esses dados tem feito com que os profissionais da área da construção aprofundem nos conceitos de incêndio em estruturas visando mais segurança a vida humana e uma forma de durabilidade da estrutura. O procedimento de cálculo teve como base no método da estimativa da curva de incêndio-padrão, a ISO 834- 11:2014, e tanto o concreto quanto as armaduras foram modeladas como elementos sólidos com suas determinadas propriedades definidas através de parâmetros normativos e aplicadas no software Abaqus. Os cálculos considerando a temperatura ambiente estão na NBR 6118/2014, uma vez que se uma estrutura sofrer danos causados por uma variação de temperatura, as propriedades mecânicas do concreto armado irão se alterar ao longo do tempo do incêndio. O presente trabalho apresenta uma análise computacional para um cálculo do tempo de resistência ao fogo de um pilar de concreto armado em situação de incêndio, utilizando um software via elementos finitos com apoio de outros softwares atuando como modelos genéricos.

Palavras-chave: Concreto armado. Elementos finitos. Incêndio. Pilares.

Abstract

Most fires occur in buildings. These data have made the professionals of the construction area to deepen in the concepts of fire in structures aiming at more security to the human life and a form of durability of the structure. The calculation procedure was based on the standard fire curve estimation method, ISO 834-11: 2014, and both concrete and reinforcement were modeled as solid elements with their certain properties defined through normative parameters and applied in the Abaqus software. The calculations considering the ambient temperature are in NBR 6118/2014, since if a structure suffers damages caused by a temperature variation, the mechanical properties of reinforced concrete will change over the time of the fire. The present work presents a computational analysis for calculating the fire resistance time of a reinforced concrete pillar in a fire situation, using finite element software with support from other software acting as generic models.

Key words: Reinforced concrete. Finite elements. Fire. Pillars.

Introdução

As estruturas de concreto são bastante reconhecidas pela resistência ao incêndio em razão de suas características mecânicas, principalmente a térmica. Como também por ser um material incombustível, por possuir baixa condutividade térmica e por não exalar gases tóxicos quando submetidos a fogo, e os elementos estruturais por terem corretamente baixo fator de massividade, as estruturas de concreto são consideradas seguras em situação de incêndio (SILVA, 2002). Incêndios que aconteceram ao longo do tempo no Brasil, como no Edifício Joelma em São Paulo (1974), o Aeroporto Santos Dumont no Rio de Janeiro (1998) e o Museu Nacional, também no Rio (2018), apresentam alguns detalhes estruturais que favoreceram o alastramento do fogo.

Os pilares em concreto armado perdem capacidade resistente quando submetidos em situação de incêndio. É importante que normas como a ABNT NBR 6118 (2014) sejam seguidas à risca para seu dimensionamento, onde todas as situações em que a estrutura poderá ser exposta devem ser constadas na elaboração do projeto estrutural. Além dos esforços naturais que a peça deve resistir, como intempéries e o peso próprio, a estrutura deve ser estudada quando submetida aos esforços externos, como por exemplo, a diminuição da resistência a compressão e do módulo de elasticidade do concreto e do aço com a elevação da temperatura fazem com que a estrutura perca o seu desempenho e chegar a colapsar.

Diante disso, o aquecimento das peças de concreto reduz o módulo de elasticidade e a resistência característica dos materiais, como também a rigidez da estrutura em si. A heterogeneidade dos materiais constituintes do concreto armado (agregados, aço, pasta) é ameaçada por serem degradados com o aquecimento das peças, podendo levar a estrutura a ruínas. A utilização de pastas mais resistentes, diminuindo o teor de umidade ou fazendo uso de algum aditivo para melhorar suas características mecânicas, servem como combate à degradação das peças de concreto.

Fazer o uso de concretos mais resistentes, por ação de aditivos, por exemplo, aumenta a possibilidade de estruturas mais esbeltas, ou seja, elementos de concreto com seções transversais menores e com fator água/cimento reduzido. Se por um lado, essas características melhoram a durabilidade e a resistência do concreto à temperatura ambiente, por outro lado, elas acabam trazendo desvantagens quando submetidas a fogo, como degradação antecipada do concreto. As peças mais esbeltas possuem volume menor, então aquecem rapidamente. A rigidez reduzida aumenta a instabilidade das peças. Com fundamento nas condições anteriores, esta pesquisa avalia o comportamento de um pilar em concreto armado submetido a elevadas temperaturas, analisando numericamente a sua resistência.

INCÊNDIO

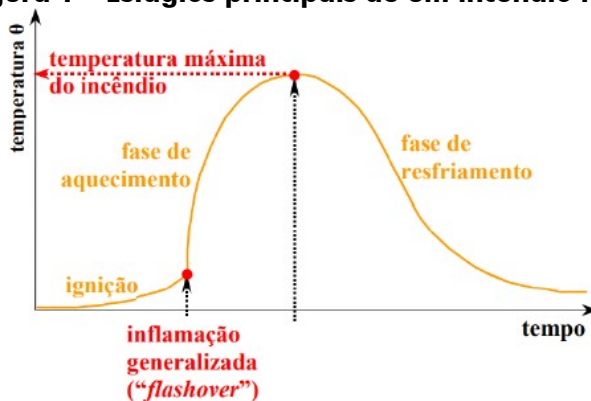
A norma ABNT NBR 13860:1997 conceitua fogo como um processo de combustão caracterizado pela emissão de calor e luz. Quando foge do controle humano, considera-se incêndio. Em geral, a curva representativa da variação de temperatura em um incêndio real, Figura 1, apresenta dois ramos bem definidos (um ascendente e outro descendente) com três estágios, Costa (2008). Esses três estágios são:

Ignição: estágio de início do incêndio, com um crescimento gradual de temperatura e sem risco para a vida humana ou ao patrimônio, pelo colapso da estrutura. Um bom projeto de incêndio tem grande eficiência nessa fase.

Flashover: é o estágio em que todo o material combustível no compartimento entra em combustão, causando repentino crescimento da temperatura. Com os gases podendo chegar geralmente em temperaturas superiores a 1000°C.

Resfriamento: estágio caracterizado pela queda gradativa da temperatura dos gases no compartimento quando acaba todo o material combustível. Iniciando a perda de calor e o arrefecimento gradual do concreto.

Figura 1 – Estágios principais de um incêndio real.



Fonte: Costa & Silva, 2003.

Para efeitos dos resultados numéricos aqui demonstrados, foi considerada somente a parte crescente do processo (desde a ignição até o *flashover*), uma vez que essa função depende especialmente do material em que o fogo entrará em contato. Para materiais caloríficos (madeira, papel, etc.), a fase do aquecimento é logarítmica, encontrada na ISO 834-11:2014.

TRANSFERÊNCIA DE CALOR

Transferência de calor (ou calor) é energia térmica em trânsito devido a uma diferença de temperaturas no espaço. Sempre que existir uma diferença de temperatura entre meios, haverá, necessariamente, transferência de calor, Incropera (2008). Segundo a Lei Zero da Termodinâmica, essa troca acontece do corpo mais quente para o mais frio. Basicamente, existem três mecanismos clássicos de transferência de calor: condução, convecção e radiação.

Na condução, a energia térmica é transferida através das interações entre os átomos ou moléculas, embora não haja o transporte destas partículas, somente o deslocamento de energia; na convecção, a energia é transportada na forma de calor, através do transporte direto de massa; na radiação, a energia térmica é transportada através do espaço na forma de ondas eletromagnéticas que se movem na velocidade da luz. (Britez, 2019).

EFEITOS DO FOGO NO CONCRETO E NO AÇO

O concreto tem um bom comportamento quando exposto ao fogo, por não ser combustível e apresentar baixa condutividade térmica (Filho, 2017).

O ponto de ebulição da água é de 100°C e um incêndio pode chegar a temperaturas maiores que 1000°C. Se o compartimento for de concreto armado, a água presente evapora-se. De forma geral, quando chega no estado de ebulição, a água adsorvida e a água quimicamente combinada começam a evaporar, desidratando os silicatos de cálcio hidratados, responsáveis pela maior parte da resistência do concreto. Aos 710 °C, os silicatos estão completamente extintos (SILVA, 2002).

Quando a água contida no cimento evapora, tensões internas são geradas, acarretando no fenômeno de *spalling* ou lascamento, que é a exposição da armadura através do desprendimento das camadas mais superficiais da peça.

De acordo com a ABNT NBR 15200 (2012) o aumento da temperatura causa uma regressão na resistência à compressão do concreto e pode ser obtida através da equação 1:

$$f_{c,\theta} = K_{c,\theta} \cdot f_{ck}; \quad (1)$$

em que,

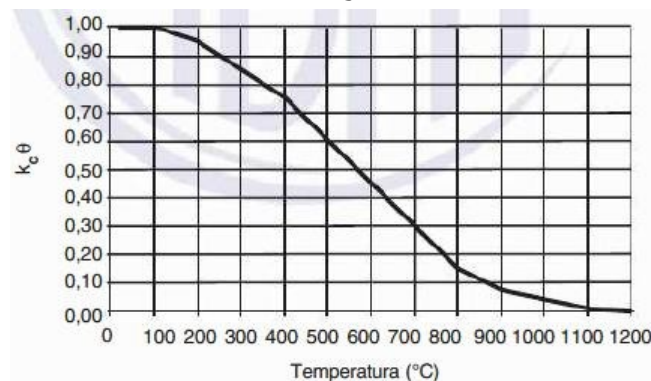
f_{ck} – Resistência característica a compressão em situação normal;

$f_{c,\theta}$ – Resistência à compressão do concreto na temperatura θ ;

$K_{c,\theta}$ – Fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ ;

O fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura $K_{c,\theta}$ depende do tipo de agregado compondo o concreto. A Figura 2 mostra o fator $K_{c,\theta}$ em função da temperatura conforme a ABNT NBR 15200:2012.

Figura 2 – $K_{c,\theta}$ em função da temperatura.



Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Acima de 400°C o aço começa a perder resistência de maneira muito rápida, porém ao resfriar ela pode ter suas propriedades recuperadas. Quando passa dos 800°C, a queda de sua resistência é brusca. Quando chega aos 1000°C a resistência é nula. De acordo com a ABNT NBR 15200 (2012) acima de 600°C a resistência ao escoamento do aço da armadura ativa cai para 10% do valor normal e o módulo de elasticidade do mesmo para 21% do valor normal. São raros os incêndios que chegam a 1550°C, temperatura correspondente ao ponto de fusão do aço. Tornando mínimas as possibilidades das armaduras presentes nas estruturas de concreto armado se fundirem em situação de incêndio. As variações das propriedades físico-térmicas do aço são fornecidas na ABNT NBR 15200:2012.

Com o aumento da temperatura, a resistência ao escoamento do aço da armadura passiva diminui, mostrado na Figura 3 e obtida pela Equação 2:

$$f_{y,\theta} = K_{s,\theta} \cdot f_{yk} \quad ; \quad (2)$$

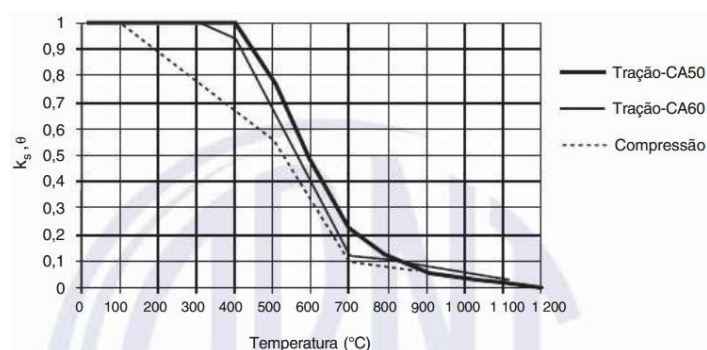
em que,

f_{yk} – é a resistência característica do aço de armadura passiva à temperatura ambiente;

$K_{s,\theta}$ – é o fator de redução da resistência do aço na temperatura θ ;

$f_{y,\theta}$ – é a resistência do aço na temperatura θ .

Figura 3 – O $K_{s,\theta}$ em função da temperatura.



Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

O módulo de elasticidade do aço da armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, mostrado na Figura 4 e podendo ser obtido pela equação:

$$E_{ci,\theta} = K_{Es,\theta} \cdot E_S \quad (3)$$

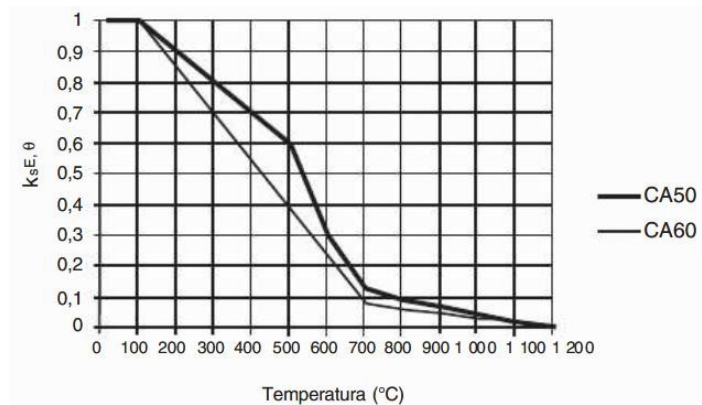
em que,

E_S – é o módulo de elasticidade do aço de armadura passiva à temperatura ambiente;

$K_{Es,\theta}$ – é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ ;

$E_{ci,\theta}$ – módulo de elasticidade longitudinal do concreto na temperatura θ .

Figura 4 – O $K_{Es,\theta}$ em função da temperatura.

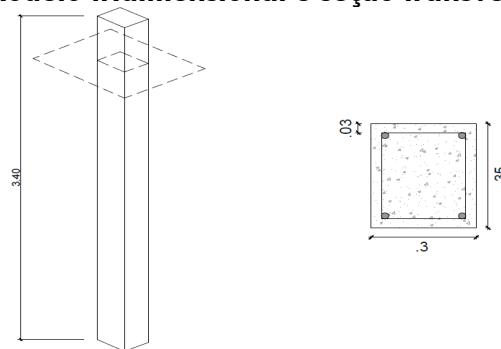


Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Metodologia

Para o estudo de caso foi analisado um pilar genérico com seção 0,30m x 0,35m e com 3,40m de altura. O mesmo foi armado com 4 barras de 20 milímetros e estribos de 6,3 milímetros, com a função de absorver o efeito cortante, com aço CA-50 para composição da armadura. Foi considerada uma resistência à compressão de 25 MPa e um módulo de elasticidade longitudinal de 27548,36 MPa, de acordo com a resistência considerada, e foi considerado 3 centímetros de cobrimento do concreto por possuir classe de agressividade ambiental moderada.

Figura 5 – Modelo tridimensional e seção transversal do pilar.



Fonte: Autor(2020).

Para seguir com o processamento, foi estimado um tempo de 180 minutos de incêndio, com uma temperatura inicial de 0°C. Para simular a fase de aquecimento foi considerado a curva ISO 834-11:2014, que descreve uma função logarítmica expressa pela Equação 4.

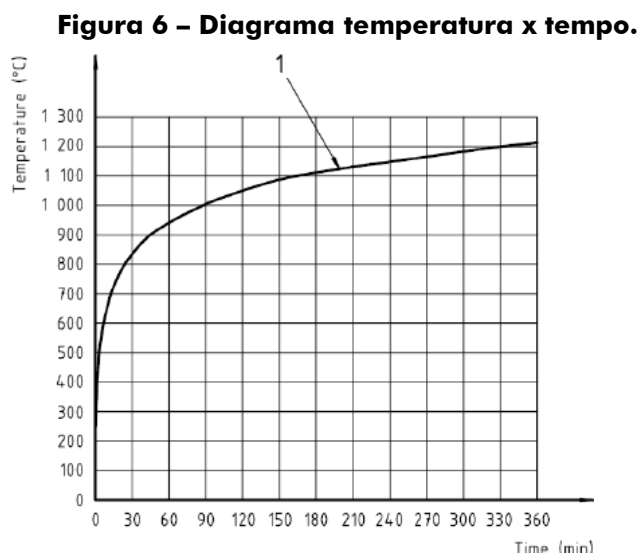
$$T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20 \quad (4)$$

em que,

t – tempo de duração de incêndio em minutos;

T – temperatura no instante t em graus Celsius;

A Figura 6 mostra a curva ISO 834-11:2014.



MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O cálculo da resposta exata dos deslocamentos, deformações e tensões em todos pontos de uma estrutura, ou seja, nos seus infinitos pontos, podem ser encontrados através de Métodos Analíticos Clássicos. Porém estas soluções acabam fugindo de algumas aplicações.

Com a necessidade do desenvolvimento de procedimentos aproximados que pudessem ser aplicados em estruturas com formas distintas e com carregamentos variados, originou-se o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Soriano (2009) descreve que o objetivo do MEF não é apenas fazer de um sólido contínuo em uma associação de elementos discretos, escrevendo equações de compatibilidade e equilíbrio entre si, mas sim, buscar funções aproximadas que representem seus respectivos comportamentos de solução.

MODELAGEM COMPUTACIONAL

Para a modelagem computacional foi utilizado o programa Abaqus, software voltado a fazer simulações de engenharia com base no método de elementos finitos. Para o estudo, tanto o concreto quanto as armaduras foram modeladas como elementos sólidos com suas determinadas propriedades definidas na Tabelas 1 e 2, cujos parâmetros constam em CEB-FIT Model Code (1990).

Tabela 1 - Propriedades Plásticas do Concreto

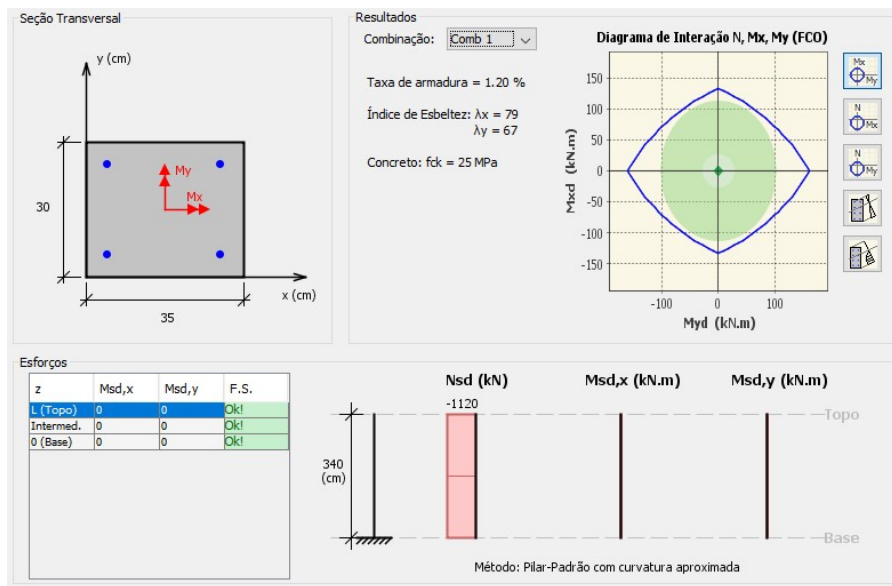
Ângulo de Dilatação	Excentricidade	f_{b0} / f_{c0}	K	Parâmetro de Viscosidade
35	0.1	1.16	0.667	0

Tabela 2 - Propriedades Elásticas do Aço

Módulo de Young	Coefficiente de Poisson
19500,00 Mpa	0.3

CAPACIDADE DE CARGA

Antes da aplicação do modelo no software via elementos finitos foi preciso descobrir a capacidade de carga do elemento analisado. Para isso, foi utilizado o software P-Calc (Figura 7) programa para análise de pilares submetidos à flexão composta oblíqua, considerando os efeitos da não linearidade física e geométrica.

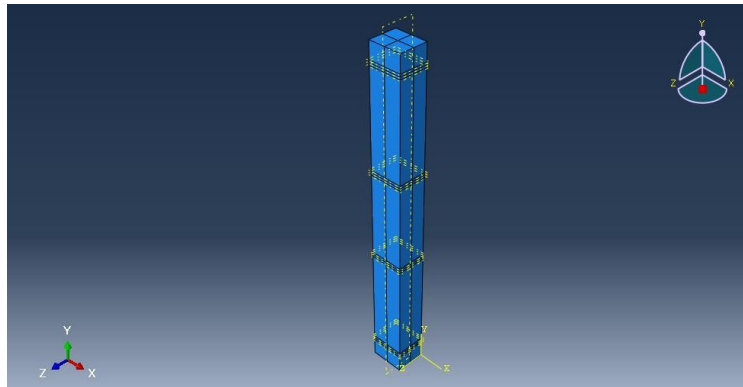
Figura 7 – Modelagem do pilar no P-Cal

Fonte: Próprio autor, 2020.

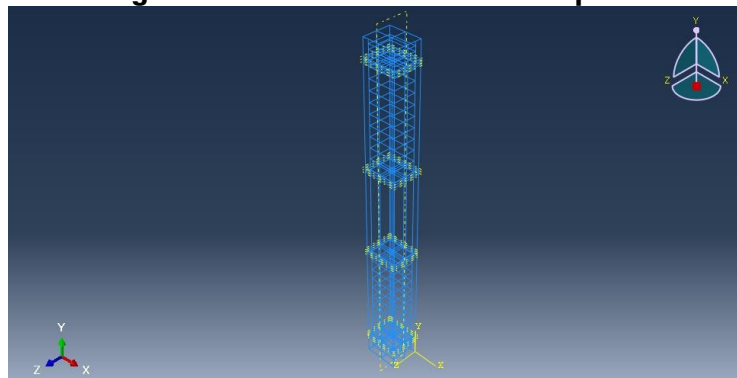
MODELO MECÂNICO

A modelagem foi processada com elemento finito mecânico quadrático. O concreto e o aço foram modelados com as propriedades mostradas anteriormente e acopladas como um elemento sólido.

A Figura 8 mostra a visualização do pilar em concreto armado modelado por completo e a malha do elemento utilizado está visível na Figura 9.

Figura 8 – Modelo tridimensional e seção transversal do pilar.

Fonte: Próprio autor, 2020.

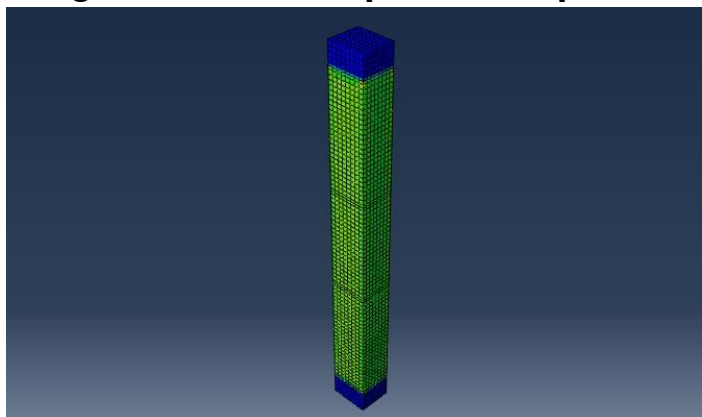
Figura 9 – Malha da armadura do pilar.

Fonte: Próprio autor, 2020.

MODELO TÉRMICO

Na modelagem térmica foi desconsiderada a armadura do elemento por uma limitação do software de análise. Para melhor aproximação dos resultados, o modelo térmico também foi processado com o modelo finito térmico quadrático. Uma vez que os elementos quadráticos apresentam resultados próximos aos modelos lineares. O pilar foi modelado considerando o incêndio a dez centímetros abaixo das duas faces transversais e atuando nas suas quatro faces longitudinais, dispostos na Figura 10.

Figura 10 – Faces aquecidas do pilar.



Fonte: Próprio autor, 2020.

Os mecanismos de transferência de calor foram os processos de convecção e radiação, na qual foi considerada a curva de aquecimento estabelecida pela ISO 834-11:2014.

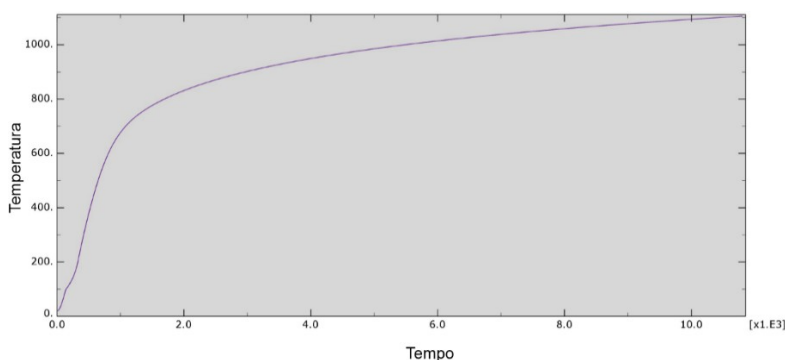
Resultados e Discussão

No modelo estrutural, o Abaqus apresenta resultados satisfatórios quando se trata da avaliação de carga de ruptura do concreto. Na modelagem no P-Calc, o pilar rompeu com uma carga de 800 KN, já no Abaqus foi de 1028,48 KN.

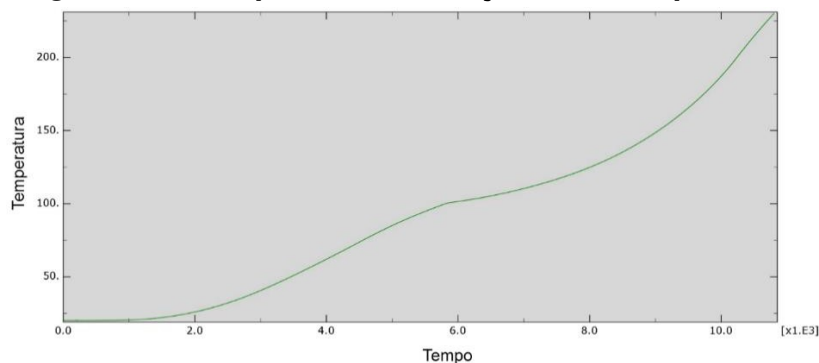
No modelo térmico, observou-se que a temperatura na face mais aquecida após uma hora de incêndio foi de 934°C e na parte inferior da seção transversal foi de 50°C. Após duas horas de incêndio, a temperatura na face mais aquecida foi de 1040°C e na parte inferior da seção transversal foi de 150°C. Após três horas de incêndio, temperatura na face mais aquecida foi de 1110°C e na parte inferior da seção transversal foi de 270°C. A magnitude da temperatura e evolução com o tempo da face exterior do pilar estão presentes na Figura 11 e 12.

Denny (2008) descreve que o *spalling* pode acontecer quando a face externa do concreto atinge uma temperatura de 375°- 425°C. No modelo, essa temperatura é atingida a partir de 510 segundos.

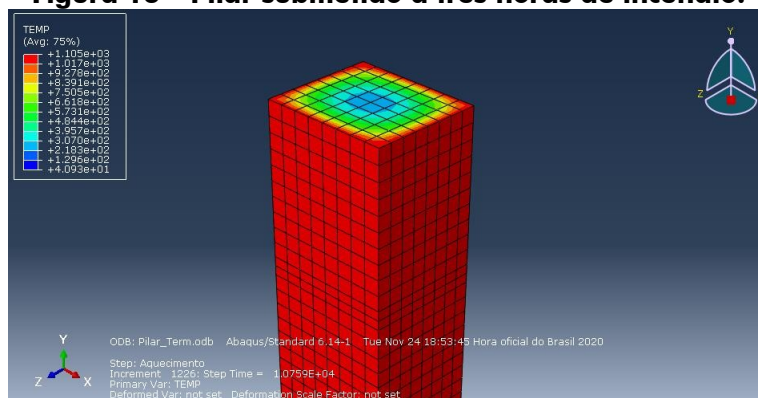
Figura 11 – Magnitude da temperatura e evolução com o tempo da face exterior do pilar



Fonte: Próprio autor, 2020.

Figura 12 – Magnitude da temperatura e evolução com o tempo do interior do pilar.

Fonte: Próprio autor, 2020.

Figura 13 – Pilar submetido a três horas de incêndio.

Fonte: Próprio autor, 2020.

Considerações Finais

Diante dos resultados obtidos conclui-se que:

- O modelo mecânico se mostrou satisfatório diante as soluções analíticas. A diferença entre as capacidades de carga nos dois softwares é devido à consideração da flambagem no P-Calc, enquanto no Abaqus não é considerado.
- O *Concrete Damaged Plasticity* se mostra satisfatório em relação a modelagem mecânica do concreto não linear.
- O concreto por ser um baixo condutor térmico, possui a função de proteger a armadura, que no caso analisado chegou a 1110°C na face exterior e 207°C no interior em três horas de duração.
- O *spalling* pode acontecer quando a face externa do concreto atinge temperaturas entre 375°- 425°. O concreto vai suportar até começar o *spalling* de ruptura da peça em um tempo de 8 minutos de incêndio.

Referências

ABAQUS. (2010). **ABAQUS User's Manual**. Providence, Rhode Island, USA: Dassault Systèmes. Simulia Corporation ABAQUS vs. 6.10.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5628**: Componentes Construtivos Estruturais. Determinação da Resistência ao Fogo. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13860**. Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio. Rio de Janeiro, 1997.

BRITEZ, C., Carvalho, M., Helene, P. (2020), **Ações e efeitos deletérios do fogo em estruturas de concreto. Uma breve revisão**, Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 1 – 21, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.421>

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**. London: Thomas Telford, 1993.

COSTA, C. N. (2008), **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. Tese (Doutorado em Engenharia), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo: USP, 405.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. (2003), **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio: métodos tabulares apresentados em normas internacionais**. In: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 5, 2003, São Paulo.

DEENY, S. M. **Spalling of concrete: implications for structural performance in fire**. 2008. Disponível em: < <https://ir.canterbury.ac.nz/handle/10092/4389> >. Acesso em: 22 ago. 2017.

FILHO, Hildo A. S. **Análise de uma laje de concreto armado em situação de incêndio**, 59º Congresso Brasileiro de Concreto – IBRACON, Bento Gonçalves, Rio Grande do Sul, 2017.

LOGAN, D. L. **A first course in the finite element method**. 5th ed., SI. Stamford, CT: Cengage Learning, 2012.

P-Calc. **Pilares de concreto**. V1.4.0. CARDOSO, Sander David. São Paulo, 2014.

SILVA, Valdir Pignatta e. **Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. UnB. Brasília, 2002.

SORIANO, H. L. **Elementos finitos: formulação e aplicação na estática e dinâmica das estruturas**. Rio de Janeiro: Editora ciência Moderna Ltda, 2009.

Recebido em: 15/02/2021

Aprovado em: 20/03/2021