

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI – COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

KAREN IMPERATOR

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO TEMPO DE EXPOSIÇÃO DO
CONCRETO ARMADO A ALTAS TEMPERATURAS NAS
PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO

2021

KAREN IMPERATOR

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO TEMPO DE EXPOSIÇÃO DO
CONCRETO ARMADO A ALTAS TEMPERATURAS NAS
PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação
apresentado como requisito à obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Orientador: Prof. Dr. Lucas Boabaid Ibrahim

TOLEDO

2021



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de N° 262

Análise da influência do tempo de exposição do concreto armado a altas temperaturas nas propriedades mecânicas do aço

por

Karen Imperator

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 10:20 h do dia **06 de maio de 2021** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof. Dr. Carlos Eduardo Tino Balestra
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Rodnny Jesus Mendoza Fakhye
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Lucas Boabaid Ibrahim
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. Dr Gustavo Savaris
Coordenador da COECI

DEDICATÓRIA

À minha mãe, por todo o apoio durante essa trajetória. Meu eterno amor e gratidão.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus, por me permitir chegar até aqui.

Agradeço à minha família e meus amigos, por estarem ao meu lado em todos os momentos.

Agradeço ao meu namorado, Matheus Ricardo Fioretto, pelo apoio e pela compreensão incondicional durante o desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço, especialmente, aos técnicos Marcos Vinicius Schlichting e Wilson Leobet, pela instrução e pelo auxílio na realização de todos os ensaios

Agradeço ao Prof. Dr. Carlos Eduardo Tino Balestra e ao Prof. Dr. Rodnny Jesus Mendoza Fakhye pelas valiosas contribuições.

Agradeço ao Prof. Dr. Lucas Boabaid Ibrahim pela orientação deste trabalho.

RESUMO

IMPERATOR, K. **Análise da influência do tempo de exposição do concreto armado a altas temperaturas nas propriedades mecânicas do aço.** 2021. 52p. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2021.

As estruturas em concreto armado possuem grande empregabilidade na construção civil devido à alta resistência aos esforços externos. Entretanto, sabe-se que, quando submetidas a elevadas temperaturas, perdem parte da sua resistência mecânica. Apesar de suportar consideráveis esforços de compressão, o concreto não possui bons resultados quando submetido à tração, tornando necessário um maior desempenho da armadura para manter a estabilidade do elemento estrutural. Em situações de aquecimento, o aço experimenta efeitos de fluência e dilatação excessiva e sofre uma redução no seu módulo de elasticidade, comprometendo sua resistência. Para minimizar a ocorrência desses fenômenos, é possível utilizar o concreto como barreira protetora das barras de aço. A fim de avaliar o comportamento dessas estruturas, foram realizados ensaios para determinar a influência da proteção dada ao aço, pelo concreto, em relação à temperatura e ao tempo de exposição desses elementos. Os ensaios foram realizados em corpos de prova em concreto armado e, também, em barras livres, com o intuito de realizar uma análise comparativa entre eles. O tempo de exposição variou entre 60, 90 e 120 minutos e as temperaturas utilizadas foram 400°C e 600°C. Para o primeiro valor de aquecimento, os ensaios geraram resultados qualitativos indicando um aumento na resistência última das barras de aço e uma baixa variação no módulo de elasticidade. Em contrapartida, os ensaios realizados a 600°C, baseados em análise quantitativa, apresentaram uma redução de 2,26% a 13,49% no módulo de elasticidade, a depender da situação de ensaio.

Palavras-chave: Concreto armado. Exposição. Resistência. Aquecimento.

ABSTRACT

IMPERATOR, K. **Analysis of the influence of the exposure time of reinforced concrete to high temperatures on the mechanical properties of steel.** 2021. 52p. Final paper (Bachelor of Civil Engineering) - Federal University of Technology – Paraná. Toledo. 2021.

Reinforced concrete structures are widely used in civil construction due to their high strength to external stresses. However, it is known that when subjected to high temperatures, they lose part of their mechanical strength. Despite withstanding considerable compressive stresses, concrete does not perform well when subjected to tension, requiring a higher performance of the reinforcement to maintain the stability of the structural element. In fire situations, steel experiences excessive creep and expansion effects and suffers a reduction in its elasticity modulus, compromising its strength. To minimize the occurrence of these phenomena, it is possible to use concrete as a protective barrier for the steel bars. In order to evaluate the behavior of these structures, tests were conducted to determine the influence of the protection given to the steel, by the concrete, in relation to the temperature and the exposure time of these elements. The tests were carried out on reinforced concrete specimens and also on free bars, in order to make a comparative analysis between them. The exposure time varied between 60, 90 and 120 minutes and the temperatures used were 400°C and 600°C. For the first heating value, the tests generated qualitative results indicating an increase in the ultimate strength of the steel bars and a low variation in the modulus of elasticity. On the other hand, the tests performed at 600°C, based on quantitative analysis, showed a reduction of 2.26% to 13.49% in the modulus of elasticity, depending on the test situation.

Keywords: Reinforced concrete. Exposure. Resistance. Heating.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Curva de incêndio padrão	11
Figura 2 - Relação constitutiva do aço-carbono em função da temperatura	21
Figura 3 - Fator de redução da resistência ao escoamento do aço em função da temperatura.....	22
Figura 4 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura	23
Figura 5 - Detalhamento do corpo de prova em concreto armado	28
Figura 6 - Armadura para corpo de prova em concreto armado.....	28
Figura 7 - Corpos de prova em concreto armado antes da desforma	29
Figura 8 - Corpos de prova em concreto armado após a desforma	29
Figura 9 - Corpos de prova durante o processo de cura	30
Figura 10 - Corpos de prova identificados.....	32
Figura 11 - Remoção do corpo de prova do forno após ensaio de aquecimento ...	33
Figura 12 - Ruptura do concreto fragilizado	33
Figura 13 - Preparo das barras de aço para ensaio de tração	34
Figura 14 - Barras de aço com extensômetro durante o ensaio de tração	35
Figura 15 - Gráfico tensão x deformação de barras sem aquecimento	37
Figura 16 - Gráfico tensão x deformação para 60 minutos de exposição a 400°C.	39
Figura 17 - Gráfico tensão x deformação para 90 minutos de exposição a 400°C.	40
Figura 18 - Gráfico tensão x deformação para 120 minutos de exposição a 400°C	42
Figura 19 – Gráfico tensão x deformação para 60 minutos de exposição a 600°C	44
Figura 20 – Gráfico tensão x deformação para 90 minutos de exposição a 600°C	45
Figura 21 – Gráfico tensão x deformação para 120 minutos de exposição a 600°C	46

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Especificações técnicas do aço CA 50	24
Tabela 2 - Divisão dos grupos de corpos de prova a serem ensaiados.....	31
Tabela 3 - Resultados do ensaio de resistência à compressão do concreto	36
Tabela 4 - Módulo de elasticidade para barras aquecidas a 400°C com proteção .	38
Tabela 5 - Módulo de elasticidade para barras aquecidas a 400°C sem proteção .	38
Tabela 6 - Módulo de elasticidade de barras ensaiadas sem aquecimento.....	43
Tabela 7 - Módulo de elasticidade para barras aquecidas a 600°C com proteção .	43
Tabela 8 - Módulo de elasticidade para barras aquecidas a 600°C sem proteção .	44
Tabela 9 - Percentual de redução no módulo de elasticidade em relação ao ensaio de referência	47

LISTA DE SÍMBOLOS

θ_0	Temperatura dos gases quentes do compartimento em chamas (°C);
θ_{g0}	Temperatura da atmosfera do compartimento no instante $t = 0$ (°C);
t	Tempo (min);
$k_{s,\theta}$	Fator de redução da resistência do aço na temperatura θ ;
$k_{Es,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ ;
$f_{p,\theta}$	Limite de proporcionalidade (MPa);
$f_{yk,\theta}$	Resistência característica ao escoamento do aço na temperatura θ (MPa);
f_{yk}	Resistência característica ao escoamento do aço à temperatura ambiente (MPa);
$E_{s,\theta}$	Módulo de elasticidade do aço na temperatura θ (GPa);
E_s	Módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente (20°C);
σ	Tensão aplicada ao aço durante o ensaio de tração (MPa);
ϵ_{yi}	Deformação específica do aço no escoamento;
$\epsilon_{p,\theta}$	Limite de proporcionalidade na deformação na temperatura θ ;
$\epsilon_{s,\theta}$	Deformação específica do aço no escoamento na temperatura θ ;
$\epsilon_{t,\theta}$	Limite de deformação para a resistência ao escoamento na temperatura θ ;
$\epsilon_{u,\theta}$	Deformação de ruptura na temperatura θ ;
f_{cj}	Resistência de dosagem do concreto (MPa);
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão (MPa);

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	11
1.1. JUSTIFICATIVA	13
1.2. OBJETIVOS	13
1.2.1. Objetivo geral.....	13
1.2.2. Objetivos específicos.....	14
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1. INCÊNDIO.....	15
2.2. CONCRETO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS	16
2.2.1. Desagregação do concreto.....	17
2.2.2. Geometria das Estruturas em Concreto	18
2.3. AÇO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS	18
2.3.1. Esforços Solicitantes da Armadura das Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio	20
2.3.2. Propriedades Mecânicas do Aço Exposto a Altas Temperaturas	20
2.3.2.1. Resistência característica ao escoamento	21
2.3.2.2. Módulo de elasticidade	23
3. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	24
3.1. MATERIAIS ENSAIADOS	24
3.1.1. Aço CA-50	24
3.1.2. Concreto	25
3.2. ENSAIO DE COMPRESSÃO	26
3.3. EXECUÇÃO DOS CORPOS DE PROVA EM CONCRETO ARMADO	26
3.4. ENSAIO DE AQUECIMENTO	30
3.5. ENSAIO DE TRAÇÃO	34
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	36

4.1. ENSAIO DE COMPRESSÃO	36
4.2. ENSAIO DE AQUECIMENTO	36
4.3. ENSAIO DE TRAÇÃO	37
4.3.1. Ensaio de Tração com Barras sem Aquecimento.....	37
4.3.2. Ensaio de Tração com Barras Aquecidas a 400°C.....	38
4.3.3. Ensaio de Tração com Barras Aquecidas a 600°C.....	43
5. CONCLUSÃO	48
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	49

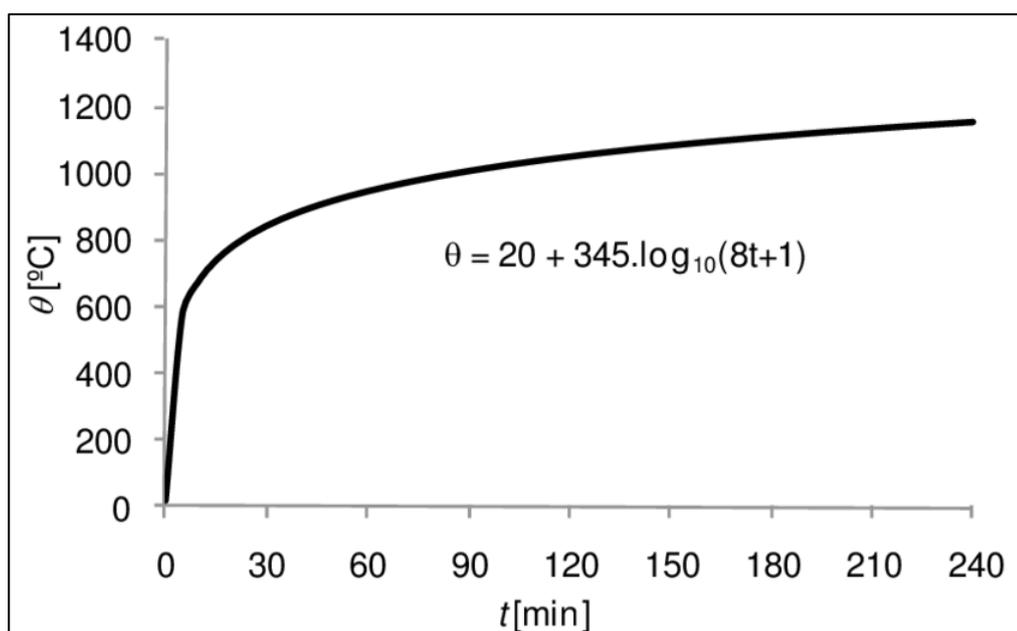
1. INTRODUÇÃO

Tratando-se de elementos estruturais, é comum o emprego de concreto armado como peça fundamental em diversos modelos construtivos. Entretanto, para garantir a segurança de seus usuários, é de suma importância o bom dimensionamento dessas estruturas, levando em consideração todas as possíveis avarias, entre elas os colapsos ocasionados por incêndios.

Segundo Figueiredo, Costa e Silva (2002), o acréscimo de temperatura nos elementos estruturais, decorrente da ação térmica proveniente dos incêndios, causa alterações na micro e na macroestrutura do concreto. As elevadas temperaturas provocam efeitos distintos nos derivados cimentícios, sendo possível verificar alteração na coloração, perda de resistência mecânica, esfrelamento superficial, fissuração e desintegração.

Para fins de projeto estrutural, incêndios são definidos como uma relação entre temperatura e tempo, a qual pode ser representada, em uma análise mais teórica, pela curva-padrão, publicada na ISO 834 (1999) e evidenciada na figura 01, ou por curvas naturais, nas quais se eleva o número de variáveis consideradas e, portanto, aumenta-se o nível de confiabilidade dos resultados.

Figura 1 - Curva de incêndio padrão



FONTE: ISO 834 (1999)

Em relação ao dimensionamento de estruturas submetidas a incêndios, há duas abordagens diferentes. Segundo Wang (2002), a primeira delas, prescritiva, induz os projetos a uma situação considerada antieconômica, uma vez que apenas limita a temperatura a um valor crítico pré-determinado, acima da qual o elemento deixa de oferecer segurança. Porém, essa abordagem ignora fatores importantes, como intensidade do incêndio, características do material resistente e combustível, compartimentação, carregamento e tempo de exposição, sendo, por isso, considerada inadequada. Em contrapartida, há a abordagem baseada em desempenho, a qual é fundamentada não só na curva padrão, mas também em incêndios naturais embasados em estudos experimentais, trazendo um maior nível de informações para o dimensionamento.

Entre as diversas análises envolvendo esse tema, uma de grande destaque relaciona-se com comportamento do concreto e do aço quando expostos a elevadas temperaturas. Sabe-se que o primeiro, por ser considerado material incombustível, possui um bom desempenho quando submetido ao aquecimento. O concreto possui baixa condutividade térmica e não apresenta toxicidade, sendo, então, considerado seguro em situações de incêndio. Paralelamente a isso, o aço se sobressai em termos de resistência à tração, porém, em elevadas temperaturas apresenta efeitos de fluência e dilatação que intensificam a perda de suas propriedades mecânicas, como resistência e módulo de elasticidade. Sendo assim, a combinação de concreto e aço tende a apresentar bons resultados, uma vez que o primeiro serve de proteção para que o segundo permaneça com desempenho adequado pelo tempo necessário para evacuação.

Sabendo disso, o estudo busca avaliar a importância do concreto no sistema de proteção da armadura submetida a altas temperaturas. Busca-se, através de ensaios laboratoriais, analisar o nível de eficácia do cobrimento adequado em estruturas de concreto armado, na prevenção do colapso estrutural prematuro de construções comerciais e residenciais em situações de incêndio.

1.1. JUSTIFICATIVA

O concreto armado é um material amplamente utilizado na construção civil, por isso é importante que a literatura acerca do efeito da ação do fogo em elementos estruturais, produzidos em concreto armado, seja, cada vez mais, foco de pesquisas.

Sabe-se que a principal causa dos colapsos estruturais em edifícios de múltiplos pavimentos, quando submetidos às situações de incêndio, é a redução das propriedades mecânicas dos materiais resistentes. Exemplo disso, é o colapso do prédio da empresa Realmat, na cidade de Cuiabá, em 2020. O aço, elemento principal na resistência à tração, sofre uma queda de mais de 50% no seu módulo de elasticidade e na aderência com o concreto, quando submetido a temperaturas superiores a 500°C, a qual é comumente alcançada. Portanto, a partir disso, torna-se essencial o aprofundamento de pesquisas e normas já existentes, a fim de realizar um dimensionamento baseado em suas prescrições.

A NBR 14432/2001, em conjunto com outras normas estaduais, forma a base de avaliação para o dimensionamento de estruturas, a fim de garantir a não ocorrência de colapso estrutural prematuro que impossibilite o tempo de fuga. Porém, considerando-se a baixa frequência de atualização dessas normas, a análise da influência do concreto na proteção do aço, em elementos de concreto armado, submetidos a elevadas temperaturas, ganha significativa importância.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo geral

O seguinte trabalho visa determinar a influência do tempo de exposição de corpos de prova em concreto armado a temperaturas de 400°C e 600°C, nas alterações das propriedades mecânicas do aço e compará-las com barras aquecidas sem a proteção do concreto.

1.2.2. Objetivos específicos

- Verificar, através do ensaio de tração, as alterações no módulo de elasticidade do aço submetido ao aquecimento, com e sem proteção do concreto, a temperaturas e tempos de exposição previamente determinados;

- Analisar a influência da presença do concreto na redução do módulo de elasticidade do aço em cada uma das situações de ensaio;

- Comparar qualitativamente os resultados obtidos através dos gráficos tensão x deformação e determinar a diferença entre a eficácia da proteção dada pelo concreto nos ensaios a 400°C.

- Comparar quantitativamente os resultados obtidos através dos gráficos tensão x deformação e determinar a diferença entre a eficácia da proteção dada pelo concreto nos ensaios a 600°C.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INCÊNDIO

De acordo com a NBR 13860/1997, fogo é caracterizado como um processo de combustão capaz de emitir luz e calor. Paralelamente a isso, define-se também que incêndio é a propagação incontrolada do fogo. O desenvolvimento do incêndio ocorre através de três fases: ignição do fogo, *flash over* e resfriamento. O primeiro é determinado pelo processo de inflamação inicial, não apresentando riscos à vida humana. O segundo é fase de aquecimento abrupto de temperatura, gerando queima total ou parcial do material combustível e podendo atingir patamares superiores a 1000°C. Por último, o resfriamento ocorre quando o material combustível é extinto e as temperaturas começam a decrescer (COSTA & SILVA, 2003 *apud* COSTA 2008).

A transmissão de calor entre dois ou mais corpos acontecem de três maneiras distintas, sendo elas: condução, convecção e radiação. A última é o foco de detalhamento, visto que é dessa maneira que ocorre o aquecimento durante o processo de incêndios e, também, nas estufas, no caso de ensaios laboratoriais. A radiação é o fluxo de calor através de ondas eletromagnéticas, como o gerado pelas chamas e pela superfície de elementos estruturais e de compartimentação (SILVA, 2001).

A fim de garantir a segurança e a qualidade das propriedades mecânicas, as estruturas dimensionadas para casos em que há possibilidade de incêndio de material celulósico são testadas baseando-se na curva padrão proposta pela ISO 834/1999. A curva, disposta na Equação 1, é logarítmica e se comporta em função do tempo, desconsiderando fatores como materiais, dimensões e finalidades dos compartimentos (COSTA & SILVA 2004).

$$\theta_g = \theta_{g0} + 345 \log (8t + 1) \quad (1)$$

Na qual, θ_g é a temperatura do gás no compartimento em chamas, θ_{g0} é a temperatura do compartimento no instante $t=0$ e t é o tempo de duração do incêndio em minutos.

Segundo Scott *et al.* (2002) o colapso estrutural ocasionado pelos incêndios se dá graças à severidade das chamas, às falhas no sistema de segurança, aos materiais utilizados e ao arranjo do sistema estrutural. Sendo assim, ao utilizar a equação anterior, é necessária uma análise detalhada dos resultados, visto que a equação não corresponde a um incêndio real (COSTA & SILVA, 2003).

2.2. CONCRETO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS

O concreto se comporta de maneira homogênea quando submetido a temperatura ambiente. Entretanto, sabe-se que, sua composição é heterogênea e compreende agregados unidos a uma matriz cimentícia.

Esse material, quando exposto a elevadas temperaturas, pode sofrer alterações físico-químicas dos agregados e da pasta, além de fissuração graças a existência de incompatibilidade térmica. Sabe-se, também, que outros fatores podem acelerar o processo de deterioração, sendo eles, a taxa de aquecimento, temperatura atingida, a qualidade do material, a umidade e a carga aplicada nos elementos estruturais (KHOURY, 2000 apud FERNANDES, 2017).

Segundo Bauer (2008), em temperaturas abaixo de 300°C ocorrem poucas alterações nas propriedades mecânicas dos materiais presentes nas estruturas de concreto armado. Entretanto, a partir de 500°C a redução da resistência é considerável, podendo ou não chegar ao colapso, dependendo da temperatura atingida e do tempo de exposição. O resfriamento também é outro fator determinante pois, quando feito de maneira controlada, possibilita, em alguns casos, a recuperação de até 90% da resistência inicial, o que não ocorre em estruturas resfriadas abruptamente (CÁNOVAS, 1988).

Quando exposto a temperaturas elevadas, a heterogeneidade do material se evidencia, graças as diferentes reações dos seus elementos ao calor. No início do processo a pasta de cimento sofre expansões volumétricas e, após atingir os 300°C, essa mistura entra em processo de contração, graças a perda de água, ao passo que, o agregado, segue expandindo até desestruturar-se quimicamente (TAYLOR, 1997)

2.2.1. Desagregação do concreto

Segundo Costa *et al.* (2002a), alteração na coloração, redução da resistência mecânica, esfarelamento, fissuração e desintegração, são alguns dos efeitos sofridos pelo concreto quando submetido ao aumento gradual da temperatura.

O aço tem papel principal na resistência à flexão em elementos estruturais, portanto é de suma importância que ele receba o menor nível de aquecimento possível, a fim de evitar grandes alterações em suas características mecânicas. Entretanto, em casos de incêndio, alguns acontecimentos podem favorecer a exposição ainda mais intensa do aço ao calor do fogo.

O concreto, ao desagregar-se, reduz a proteção dada ao aço no elemento estrutural. De acordo com Dougill (1983), há dois tipos principais de desagregação, sendo eles, separação parcial de camadas superficiais ao longo do incêndio – delaminação – e lascamentos explosivos. Segundo Purkiss (1996), o primeiro é uma perda progressiva das camadas de concreto enquanto submetido à ação do fogo, podendo haver perda total de material. Já o segundo é instantâneo e explosivo, ocorre geralmente nos primeiros 30 minutos de exposição, a depender da temperatura, formando grandes cavidades. Por outro lado, a alta taxa de aquecimento pode, também, gerar fissuras que colaboram com a liberação da pressão interna de vapor, evitando a redução drástica na resistência do concreto (KALIFA *et al.*, 2000).

Costa *et al.* (2002a) tratam sobre os principais fatores que favorecem o lascamento do concreto, tendo como principal agente, a pressão interna de vapor. Conclui-se que, quando a estrutura possui baixa porosidade, a saída da água é dificultada e o acúmulo de pressão formada a partir do aquecimento da umidade interna ocasiona o lascamento, deixando a armadura ainda mais exposta ao calor excessivo. Sendo assim, concretos de baixa resistência, em um primeiro momento, tem melhor desempenho, dada sua alta porosidade, porém no decorrer do tempo seu colapso estrutural se dá de maneira mais rápida quando comparado aos mais resistentes.

A ocorrência do fenômeno do lascamento explosivo ocorre entre 250 °C e 400 °C, temperaturas facilmente alcançadas em situação de incêndio (KALIFA *et al.*

2000). Concomitantemente, o aparecimento dos lascamentos é favorecido de acordo com o aumento da umidade, velocidade de aquecimento, esbeltez do elemento, natureza do agregado e o posicionamento das armaduras (BICKLEY & MITCHELL, 2001). Além disso, outra ocorrência de importante análise é a redução da aderência entre a armadura e o concreto de acordo com o aumento de temperatura e seu tempo de atuação. Sabendo disso, ressalta-se um novo marco de temperatura, 500°C, na qual a aderência aço-concreto reduz à metade (HERTZ, 1982 e SCHNEIDER, 1986 apud BUCHANAN, 2001).

2.2.2. Geometria das Estruturas em Concreto

Tratando-se de geometria, sabe-se que peças esbeltas tendem a sofrer impactos mais significativos quando submetidos ao fogo, visto que o aquecimento alcança com mais facilidade o centro do elemento. Em paralelo, observa-se uma queda na resistência e na rigidez do material, formando flechas excessivas e acelerando o tempo de colapso (NEVILLE, 1997). Ademais, após a exposição das barras, o colapso geralmente ocorre graças a flambagem da armadura seguida pelo esmagamento do concreto (ALDEA *et al.* 1997).

Além disso, o formato da seção transversal do elemento também pode ser um fator influenciador. De acordo com Anderberg (1997), foi comprovado que, quando ocorre tensões de compressão na face aquecida da estrutura, tensões de tração aparecem e convergem para os cantos vivos da peça. Sendo assim, assume-se que, em pilares retangulares, as chances de ocorrer o *spalling* são maiores. Entretanto, Dotreppe *et al.* (2001), afirmou que peças circulares, ao serem submetidas ao incêndio-padrão, sofreram colapso prematuro após lascamentos instantâneos, o qual, segundo o autor, não foram influenciados por direcionamento de tensões internas, mas sim por carregamentos externos.

2.3. AÇO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS

Segundo Petrucci (1978), os aços laminados a quente possuem dureza natural e apresentam patamar de escoamento bem definido, além de grande ductilidade.

Esse material, dependendo da sua composição, é capaz de recuperar sua resistência quando aquecido. Desde que a temperatura de incêndio não ultrapasse os 500°C, a resistência máxima do aço pode sofrer um aumento de 30% antes de regredir progressivamente (BAUER, 1989).

Segundo Pfeil e Pfeil (2000), após certo tempo sob temperaturas elevadas a resistência ao escoamento e à ruptura de aços estruturais são reduzidas, bem como seu módulo de elasticidade. Além disso, o calor tende a eliminar a definição do patamar de escoamento, fazendo com que o diagrama tensão-deformação fique arredondado. Quando esse material é exposto à situação de incêndio a verificação é feita pelos mesmos métodos utilizados em temperatura ambiente, porém, deve-se utilizar os coeficientes de redução nas propriedades do material para considerar a degradação por efeito térmico (SOUZA JUNIOR, 1998).

Em edifícios residenciais e comerciais, os incêndios não apresentam temperatura suficiente para fundir o aço das estruturas. Porém, a faixa de calor atingida é suficiente para reduzir sua resistência, uma vez que, quando superaquecido, o aço experimenta efeitos de fluência e de dilatação excessiva. A baixa condutividade térmica do concreto culmina na concentração do calor nas faces mais externas do elemento estrutural, local onde estão presentes as armaduras, facilitando sua perda de eficiência (BRANCO & SANTOS, 2000).

Devido a sua maior condutividade em relação ao concreto, o aço aquece mais rapidamente e a temperatura se dispõe de maneira uniforme ao longo de toda a barra. Além disso, a armadura tende a sofrer uma maior dilatação, ocasionando o processo de flambagem e comprimindo a zona de aderência entre aço e concreto, impulsionando a perda de aderência e ancoragem (COSTA & SILVA, 2002a)

Outro fator importante é o ponto de fusão do aço, que ocorre em torno de 1550°C, entretanto, sabe-se que incêndios convencionais dificilmente atingem tal temperatura. Em contrapartida, Ferreira (1998) assume a possibilidade de que, em raros casos, as máximas alcançadas sejam de 1200°C, o que, de acordo com a NBR 15200/2012 é um patamar no qual a resistência do aço já foi completamente anulada.

2.3.1. Esforços Solicitantes da Armadura das Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio

De acordo com dados empíricos, o colapso estrutural dos elementos em concreto armado geralmente ocorre por flexão, sendo muito baixa a incidência de ruptura por cisalhamento ou torção em situações de incêndio (BUCHANAN, 2001).

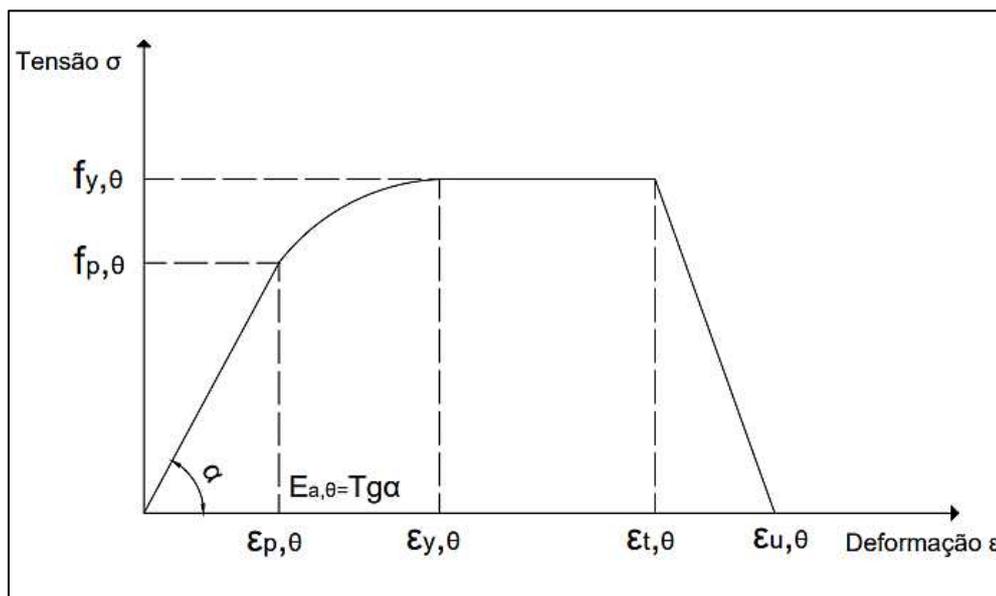
Segundo Klein Junior (2011), em situações reais, os elementos adjacentes ao que está sendo dimensionado podem gerar tensões transversais devido à expansão térmica. Por exemplo, vigas e lajes, ao serem aquecidas, se expandem gerando esforços cisalhantes nos pilares do pórtico ao qual pertencem, levando-o à ruptura prematura.

Além disso, outro esforço que pode ser induzido é o axial, em casos onde as vigas possuem restrições à deformação nesse sentido. Esse esforço, somado às deflexões causadas pelo incêndio, pode antecipar o colapso caso o elemento não tenha sido projetado para tal situação (FIB, 2008).

2.3.2. Propriedades Mecânicas do Aço Exposto a Altas Temperaturas

As alterações nas propriedades mecânicas do aço podem ser observadas a partir dos resultados gerados no ensaio de tração das barras. O produto desse ensaio, que é o gráfico tensão x deformação, possibilita a identificação das alterações no comportamento da curva em função da temperatura a qual o aço foi submetido. Essa curva pode ser alterada em função da temperatura e, também, em função da proteção que o aço recebe em estruturas de concreto armado, como no caso desse trabalho. Na Figura 2 está representado o formato básico de um gráfico tensão x deformação do aço em função da temperatura e, logo em seguida, consta a descrição feita pela própria fonte.

Figura 2 - Relação constitutiva do aço-carbono em função da temperatura



FONTE: KIMURA, 2009.

São quatro estágios na curva “tensão x deformação”, sendo que o primeiro consiste de uma resposta linear da deformação para o nível de tensão aplicado. Essa resposta é linear até que o elemento atinja a tensão de proporcionalidade. No segundo estágio, a relação constitutiva segue o comportamento elasto-plástico com encruamento, observando que para uma dada tensão o trecho elástico da deformação sofreu alteração em posição e tamanho. O terceiro estágio representa o escoamento da barra, ou seja, o acréscimo de deformação sem variação do nível de tensão. A última parte da curva é caracterizada pelo decréscimo linear da tensão (amolecimento) até que a tensão seja nula (KIMURA, 2009, p.40).

De acordo com a NBR 15200/2012 o aço, ao ser submetido a elevadas temperaturas, sofre alterações em suas propriedades mecânicas, em especial na resistência ao escoamento e no módulo de elasticidade. Fatores que podem ser observados com o gráfico da figura anterior.

2.3.2.1. Resistência característica ao escoamento

Tratando-se da resistência, sabe-se que ocorre um decréscimo de acordo com o aumento de temperatura, o qual pode ser mensurado através da Equação 2 a seguir:

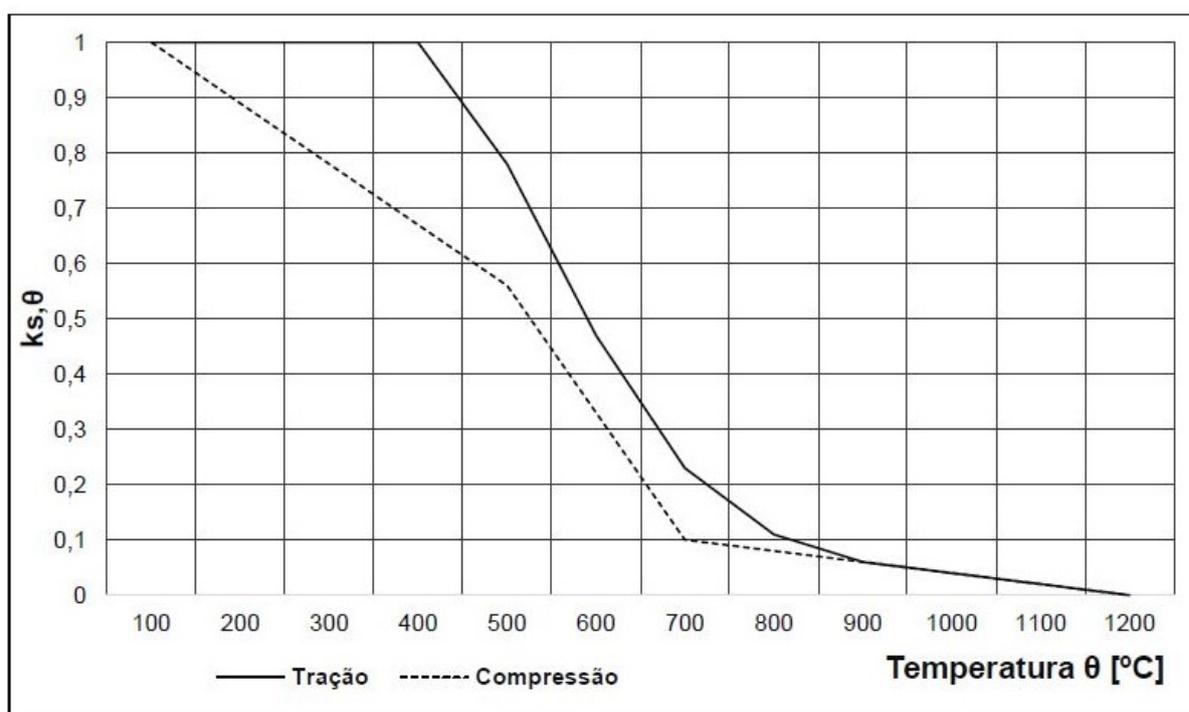
$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} \times f_{y,k} \quad (2)$$

Na qual $f_{y,\theta}$ é a resistência ao escoamento do aço em uma temperatura θ , $f_{y,k}$ é a resistência característica desse mesmo material em temperatura ambiente e $k_{s,\theta}$ é o fator de redução de resistência ao escoamento de acordo com a temperatura.

O coeficiente $k_{s,\theta}$, é expresso graficamente de acordo com a figura a seguir e pode ser interpretada, de acordo com a NBR 15200/2012, da seguinte forma:

- Curva contínua: $k_{s,\theta}$ aplicável quando $\epsilon_{yi} \geq 2\%$, usualmente armaduras tracionadas de vigas, lajes ou tirantes;
- Curva tracejada: $k_{s,\theta}$ aplicável quando $\epsilon_{yi} < 2\%$, usualmente armaduras comprimidas de pilares, vigas ou lajes.

Figura 3 - Fator de redução da resistência ao escoamento do aço em função da temperatura.



FONTE: NBR 15200 (ABNT, 2012).

Nota-se, graficamente, que, até 400°C o aço sofre uma minoração de apenas 10% em sua resistência ao escoamento. O valor do coeficiente de redução só se torna expressivo nas temperaturas superiores a esse marco.

2.3.2.2. Módulo de elasticidade

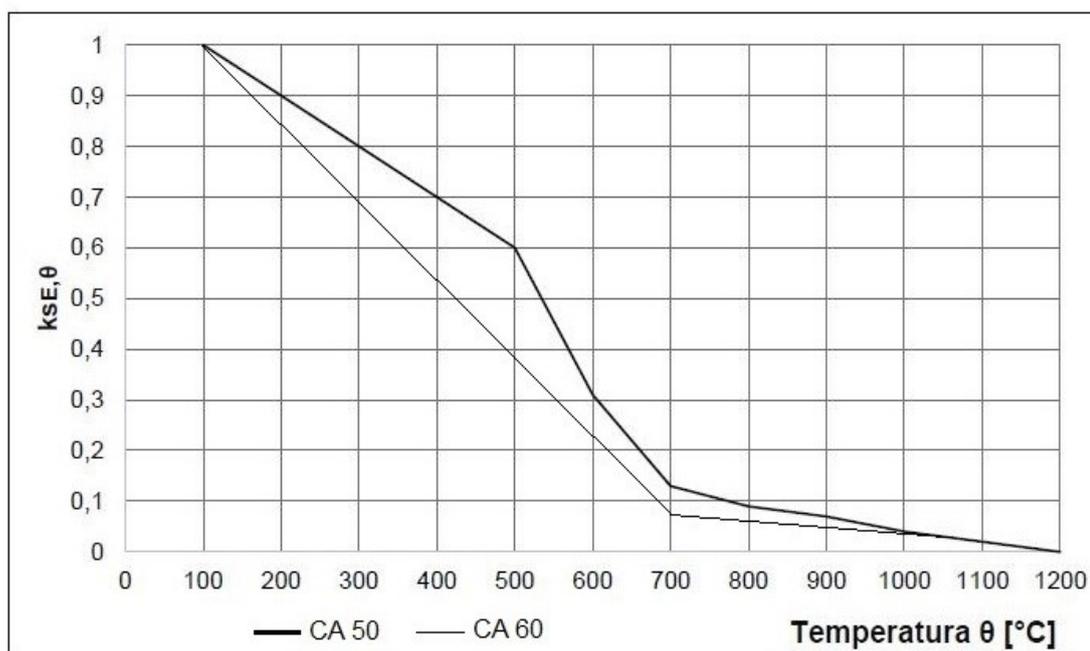
Em paralelo a isso, tem-se a análise do módulo de elasticidade que, assim como a resistência, decresce de acordo com o aumento de temperatura. A Equação 3 descreve esse processo.

$$E_{s,\theta} = k_{ES,\theta} \times E_s \quad (3)$$

Na qual $E_{s,\theta}$ é o módulo de elasticidade do aço em uma temperatura θ , E_s é o módulo de elasticidade desse mesmo material em temperatura ambiente e $k_{ES,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade de acordo com a temperatura

A representação do fator de redução, em função da temperatura, de acordo com a NBR 15200 (2012), é dada através da Figura 4:

Figura 4 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura



Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

Para os ensaios propostos nesse trabalho, que utilizaram as temperaturas de 400°C e 600°C, esperou-se que a redução do módulo de elasticidade fosse de aproximadamente 30% e 70%, respectivamente.

3. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

3.1. MATERIAIS ENSAIADOS

Todos os materiais utilizados nos ensaios foram escolhidos de acordo com a disponibilidade e facilidade de transporte na região de Toledo. As características desses materiais, como f_{ck} do concreto, diâmetro das barras e tipo de aço, foram previamente estabelecidos, baseando-se em características mais usuais em cada caso.

3.1.1. Aço CA-50

Para uma análise detalhada sobre o impacto do aquecimento na armadura passiva envolta por concreto, é necessário definir o material a ser trabalhado e obter informações sobre suas características mecânicas em temperatura ambiente, a fim de possibilitar uma posterior comparação. Na Tabela 1, tem-se as características do aço utilizado.

Tabela 1 - Especificações técnicas do aço CA 50

Diâmetro nominal (DN) (mm)	Massa nominal (Kg/m)	Resistência característica ao escoamento (f_{yk}) (MPa)	Limite de resistência (MPa)	Alongamento em 10 ϕ
6,3	0,245	500	1,08 x f_y	8%
8,0	0,395	500	1,08 x f_y	8%
10,0	0,617	500	1,08 x f_y	8%
12,5	0,963	500	1,08 x f_y	8%
16,0	1,578	500	1,08 x f_y	8%
20,0	2,466	500	1,08 x f_y	8%
25,0	3,853	500	1,08 x f_y	8%
32,0	6,313	500	1,08 x f_y	8%
40,0	9,865	500	1,08 x f_y	8%

Fonte: GERDAU (2020)

As barras de aço que foram ensaiadas possuíam um diâmetro de 10 milímetros. O valor foi inicialmente selecionado por ser o mais usual em empreendimentos do ramo da construção civil. Entretanto, com uma análise mais cautelosa, optou-se por manter essa dimensão graças a outro fator importantes, que é o tamanho total da barra necessária para o ensaio de tração. Sendo assim, uma barra com diâmetro de 10 milímetros e comprimento de 20 centímetros, atendeu aos requisitos dentro do limite mínimo exigido.

Para determinar o comprimento total necessário para a barra de ensaio, têm-se:

$$l = 2 * l_{garra} + l_0 \quad (4)$$

Na qual l é o comprimento total da barra de ensaio, l_{garra} é o comprimento da garra da máquina de tração utilizada, que nesse caso é 5 centímetros e l_0 é o comprimento de início de ensaio da barra.

Além disso, sabe-se que, de acordo com a NBR ISO 6892/2018, o comprimento l_0 é determinado pela Equação 5:

$$l_0 = 10 * \phi_{barra} \quad (5)$$

Onde ϕ_{barra} é o diâmetro da barra de aço utilizada no ensaio. Sendo assim, como o diâmetro utilizado foi e 10 milímetros, temos que o comprimento total da barra é:

$$l = 2 * 5 + 10 = 20cm \quad (6)$$

3.1.2. Concreto

O concreto utilizado nos ensaios foi do tipo usinado, obtido através de uma concreteira local, e a resistência pretendida foi de 35MPa. A dosagem foi determinada pelo fornecedor, baseada em normativas e testada empiricamente. O traço utilizado para obtenção de tal resistência foi 1:2,81:3,42:0,58, no qual os termos referem-se à proporção de cimento, agregado miúdo, agregado graúdo e água, respectivamente.

3.2. ENSAIO DE COMPRESSÃO

Para avaliar a qualidade do concreto produzido, foi necessário realizar o ensaio de resistência à compressão, a fim de verificar se o f_{ck} pretendido, de 35 MPa, foi atingido. Sendo assim, foram produzidos quatro corpos de prova cilíndricos, padronizados, com 10 centímetros de diâmetro e 20 centímetros de altura, com material elaborado de acordo com o traço especificado anteriormente.

O corpo de prova foi moldado em duas etapas. Na primeira, foi adicionado metade do volume total de material ao recipiente e aplicado 12 golpes, com haste de extremidade semiesférica, para adensamento. Essa primeira camada foi atravessada em toda a sua espessura e os golpes foram distribuídos uniformemente em toda a seção transversal do molde. Em seguida, foi inserido o restante do material e repetiu-se o processo de adensamento. Em suma, a execução dos corpos de prova foi realizada de acordo com o previsto na NBR 5738/2015.

O desmolde foi feito após 24 horas e o processo de cura foi realizado por 7 e 28 dias, sendo 2 corpos de prova em cada caso. Ao fim desses períodos, foram executados os ensaios de compressão.

3.3. EXECUÇÃO DOS CORPOS DE PROVA EM CONCRETO ARMADO

Para realizar os ensaios laboratoriais, foram produzidos 6 corpos de prova em concreto armado com 4 barras de aço CA-50 com 10mm de diâmetro em cada um. As quantidades de aço serão melhor especificadas no tópico de ensaio de aquecimento.

A primeira etapa do processo de execução dos corpos de prova, foi a escolha da geometria utilizada, que poderia ser cilíndrica ou prismática de base quadrada. Entre as opções, optou-se por utilizar o formato cilíndrico, dada a maior facilidade de obter moldes com esse aspecto, como, no caso, o tubo de PVC.

Em um segundo momento, calculou-se o espaçamento mínimo entre barras a fim de delimitar o diâmetro dos moldes. Para isso, têm-se que:

$$e \geq \begin{cases} 20mm \\ \phi_{barra} \\ 1,2 DM \text{ agregado graúdo} \end{cases} \quad (7)$$

Onde “e” é o espaçamento entre as barras, adotado para as duas direções e “DM” é a dimensão máxima do agregado graúdo.

Sabendo que a dimensão máxima da brita 1 é de 19 milímetros, determinou-se o espaçamento mínimo:

$$e \geq \begin{cases} 20mm \\ 10mm \\ 1,2 * 19mm \end{cases} \quad (8)$$

$$e \geq 22,8mm$$

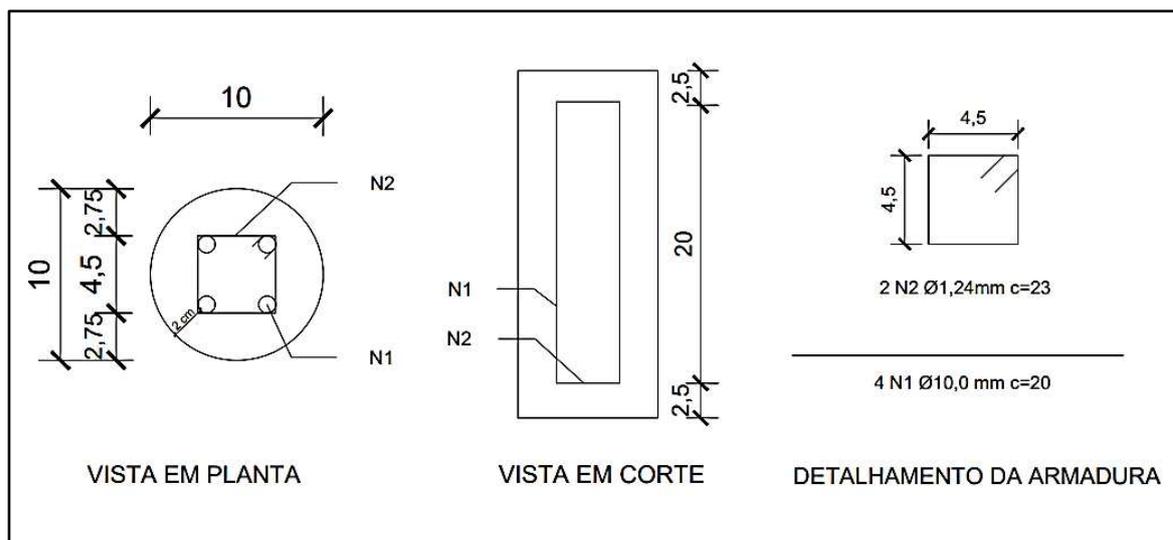
O espaçamento adotado, nas duas direções, foi de 25 milímetros.

Sabendo disso, a escolha das dimensões utilizadas na execução do corpo de prova, a priori, buscou atender aos requisitos indicados pela NBR 6118/2014 e NBR ISO 6892/2018. Entretanto, determinadas limitações práticas tornaram necessárias algumas alterações nesse dimensionamento.

A primeira limitação foi em relação ao diâmetro, pois pretendia-se utilizar o modelo DN150, a fim de atender aos espaçamentos mínimos entre as barras e, também, ao cobrimento de 25 milímetros. Entretanto, o forno disponibilizado em laboratório possui uma largura útil de 130 milímetros, o que impossibilitou o uso do tubo com 150 milímetros de diâmetro. Sendo assim, a solução adotada foi a DN100, com cobrimento de 20 milímetros.

Por fim, após definir a espessura da barra de aço, os espaçamentos, a geometria do molde e seu diâmetro, foi possível determinar o melhor arranjo para o sistema. O detalhamento encontra-se na Figura 5.

Figura 5 - Detalhamento do corpo de prova em concreto armado



FONTE: Próprio autor (2021)

O molde utilizado para o corpo de prova foi um tubo de PVC DN100, cortado de acordo com as dimensões que constam no detalhamento e vedado na extremidade inferior com um CAP. O estribo, por sua vez, foi executado com arame galvanizado N18. A armadura finalizada está representada na figura 6:

Figura 6 - Armadura para corpo de prova em concreto armado



FONTE: Próprio autor (2021)

Após finalizar a montagem de todas as barras com seus respectivos estribos, estas foram fixadas, com o auxílio do arame, na posição correta para garantir o cobrimento na lateral, no topo e na base.

Por fim, foi adicionado o concreto usinado de 35 MPa e realizado o adensamento, de maneira similar à descrita no tópico anterior. Após 24 horas os corpos de prova foram desformados e submetidos ao processo de cura. O processo está demonstrado na figura 7 e 8 a seguir:

Figura 7 - Corpos de prova em concreto armado antes da desforma



FONTE: Próprio autor (2021)

Figura 8 - Corpos de prova em concreto armado após a desforma



FONTE: Próprio autor (2021)

A cura do concreto foi realizada com o auxílio de um galão, no qual os corpos de prova permaneceram submersos em água durante os 28 dias que antecederam o ensaio de aquecimento. O procedimento descrito está exemplificado na Figura 9:

Figura 9 - Corpos de prova durante o processo de cura



FONTE: Próprio autor (2021)

3.4. ENSAIO DE AQUECIMENTO

A fim de verificar a alteração no módulo de elasticidade do aço quando submetido a elevadas temperaturas, foram comparadas barras expostas diretamente ao calor com barras protegidas por uma camada de 2 centímetros de concreto. Para uma análise mais completa, foram avaliadas, também, barras sem aquecimento, as quais foram utilizadas como valores de referência para o material ensaiado.

O procedimento foi realizado em 52 corpos de prova de aço CA-50, com 20 centímetros de comprimento, separados em grupos conforme a Tabela 2.

Tabela 2 - Divisão dos grupos de corpos de prova a serem ensaiados

Situação de ensaio		Número de corpos de prova	
Temperatura (°C)	Tempo de exposição (min)	Com concreto	Livres
0	-	-	4
	60	4	4
400	90	4	4
	120	4	4
	60	4	4
600	90	4	4
	120	4	4
Total		52	

Fonte: Próprio autor (2020)

A identificação dos corpos de prova se deu de maneira sistêmica, de acordo com o exemplo a seguir:

CP-120-600 1

No qual o “CP” qualifica o corpo de prova como protegido, sendo substituído por “CL”, no caso das barras livres. O segundo termo indica o tempo de exposição e, logo após, tem-se a temperatura. O último valor foi utilizado apenas na organização dos dados e refere-se ao número do corpo de prova do ensaio avaliado. O esquema é adaptável para todos os casos. Essa representação foi utilizada nas tabelas e nos gráficos para facilitar a compreensão e, também, durante o ensaio, a fim de garantir a correta identificação dos elementos. A Figura 10 mostra a forma de identificação utilizada.

Figura 10 - Corpos de prova identificados

FONTE: Próprio autor (2021)

Os corpos de prova foram colocados em forno mufla da marca Marqlabor modelo MAQMUF2RP. Para realizar os ensaios, foi necessário pré-aquecer o forno até a temperatura determinada para as duas situações. No primeiro caso, foram testados corpos de prova submetidos à temperatura de 400°C. Para isso, o forno passou por um processo de elevação de temperatura, indo de 20°C a 400°C, durante aproximadamente uma hora. Após esse período, os corpos de prova em concreto armado foram inseridos no forno, juntamente com as barras, e o tempo foi cronometrado de acordo com cada situação. As informações referentes à divisão das situações de ensaio estão na Tabela 4.

Para elevar a temperatura de 400°C para 600°C foi necessário aguardar cerca de 40 minutos. Após esse período, o processo descrito anteriormente foi repetido. Há, também, 4 barras que foram ensaiadas sem aquecimento para determinar as características do aço em temperatura ambiente.

Para retirar os corpos de prova do forno, foi utilizada uma concha de concreto, unida a um cabo de madeira previamente perfurado, conforme mostra a Figura 11:

Figura 11 - Remoção do corpo de prova do forno após ensaio de aquecimento



FONTE: Próprio autor (2021)

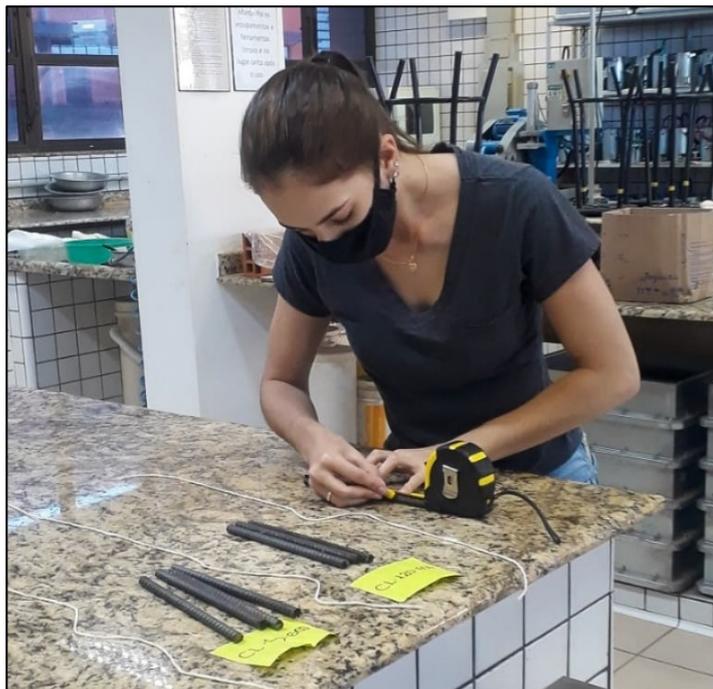
O resfriamento dos corpos de prova foi feito ao ar livre, a fim de evitar que o resfriamento brusco alterasse o resultado da análise. Para isso, foi necessário deixá-los em repouso, devidamente protegidos, por aproximadamente duas horas. Ao fim desse período, foi realizado o rompimento do concreto fragilizado. As barras de aço, por sua vez, foram preparadas para o ensaio de tração com o auxílio de uma escova de aço para remover os resíduos. A Figura 12 mostra o concreto após a primeira etapa do rompimento, que foi realizada mecanicamente. Já a Figura 13 refere-se ao momento de preparação das barras de aço para fixação na máquina de tração.

Figura 12 - Ruptura do concreto fragilizado



FONTE: Próprio autor (2021)

Figura 13 - Preparo das barras de aço para ensaio de tração



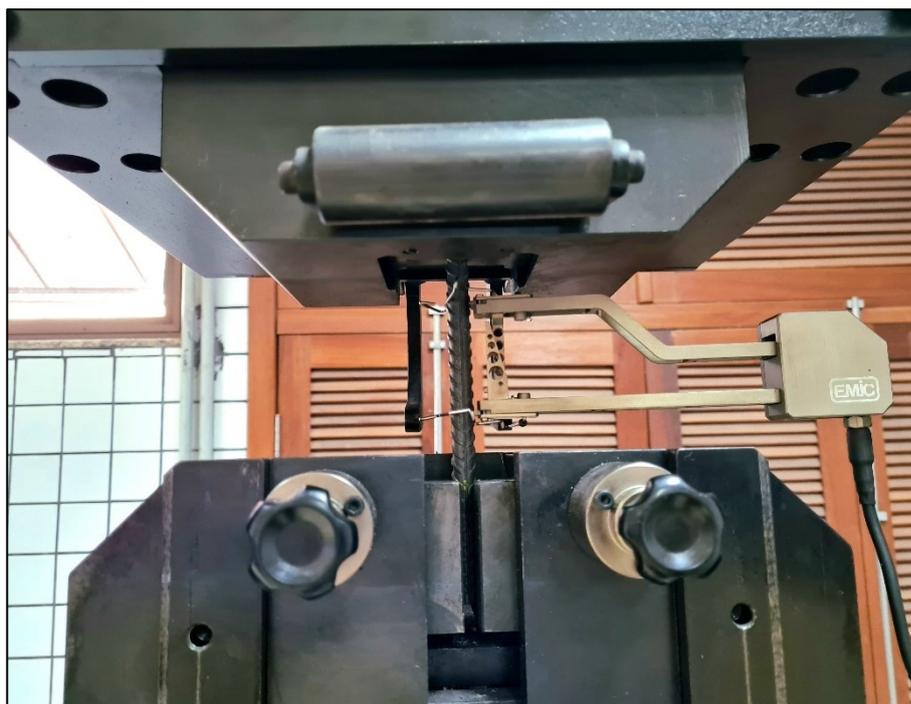
FONTE: Próprio autor (2021)

3.5. ENSAIO DE TRAÇÃO

A fim de determinar o módulo de elasticidade do material submetido à elevação de temperatura, foram ensaiadas as barras livres e as barras protegidas pertencentes a cada classe de aquecimento. Para isso, o concreto que envolve o aço foi retirado do corpo de prova.

A máquina universal de ensaios da marca EMIC modelo DL30000/PC200, que foi utilizada, encontra-se no laboratório de materiais da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Toledo. Os corpos de prova foram ser fixados e ensaiados de acordo com as determinações da NBR ISO 6892/2018. Para as barras aquecidas a 400°C, não foi utilizado o extensômetro para aferição de deformação, sendo, portanto, uma análise qualitativa. Em contrapartida, para as barras aquecidas a 600°C o equipamento foi utilizado, possibilitando uma análise mais completa. O desenvolvimento do ensaio pode ser observado na Figura 14, a seguir:

Figura 14 - Barras de aço com extensômetro durante o ensaio de tração



FONTE: Próprio autor (2021)

O ensaio de tração gerou uma série de dados a partir do *script* utilizado pela máquina. Esses dados precisaram ser tratados a fim de ajustar os pontos de origem de cada curva. Sendo assim, os valores obtidos para os ensaios de tração para as barras aquecidas a 400°C foram utilizados na elaboração de gráficos que possibilitaram uma melhor visualização do comportamento do material, permitindo uma análise qualitativa.

Já os resultados gerados para os ensaios de tração em barras aquecidas a 600°C foram organizados e utilizados para a determinação da grandeza avaliada neste trabalho, no caso, o módulo de elasticidade. Posteriormente, esses dados foram transformados em médias e comparados com os valores de referência e, também, entre si.

Com isso, foi possível determinar a influência do concreto em cada caso, ponto alvo dessa pesquisa.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. ENSAIO DE COMPRESSÃO

O ensaio de compressão foi executado visando analisar se a resistência característica (f_{ck}) prevista para o concreto, foi atingida, uma vez que a validade do resultado do projeto dependia do atendimento desse parâmetro. Para isso, realizou-se o ensaio após o 7º e o 28º dia de cura. No sétimo dia, era esperado que o concreto já tivesse atingido 70% da sua resistência final. Sabendo disso, os resultados obtidos na primeira etapa foram favoráveis ao bom desenvolvimento do projeto e estão dispostos na Tabela 3, a seguir:

Tabela 3 - Resultados do ensaio de resistência à compressão do concreto

Identificação do CP	Idade do CP	Resultado pretendido	Resultado obtido
CP 1	7 dias	24,5 MPa	29,30 MPa
CP 2	7 dias	24,5 MPa	30,15 MPa
CP 3	28 dias	35 MPa	40,20 MPa
CP 4	28 dias	35 MPa	41,30 MPa

Fonte: Próprio autor (2021)

Com os resultados obtidos após 7 dias de cura, já seria possível verificar que o concreto foi dosado de maneira adequada ao atendimento das métricas de ensaio. Sendo assim, a resistência média final do concreto, que é de 40,75 MPa, foi considerada suficiente para a correta proteção das barras de aço durante a etapa de aquecimento.

Para fins informativos, o concreto passou a ter, em média, 30,5 MPa após o aquecimento a 400°C e 24,3 MPa após o ensaio a 600°C.

4.2. ENSAIO DE AQUECIMENTO

A etapa de aquecimento foi realizada de acordo com o previsto no item 3.4 e não possuía o intuito de gerar resultados.

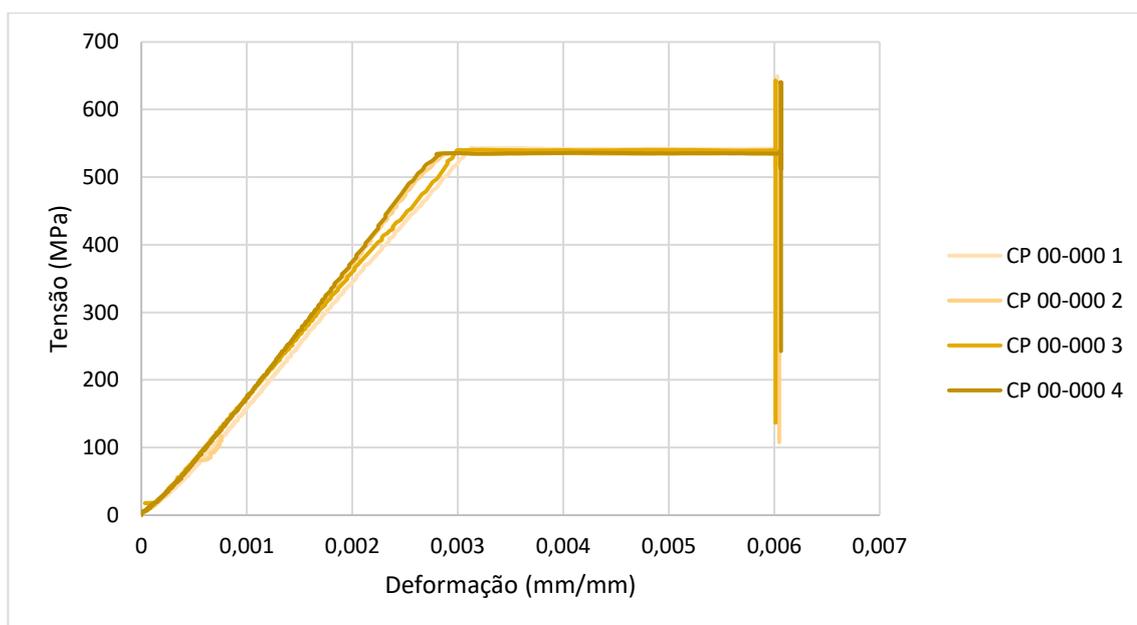
4.3. ENSAIO DE TRAÇÃO

O foco do trabalho é determinar a alteração do módulo de elasticidade das barras de aço após cada situação de ensaio. Entretanto, por possuir divergência entre a metodologia aplicada para os corpos de prova aquecidos a 400°C e a 600°C, no primeiro caso a análise será apenas qualitativa, enquanto no segundo será quantitativa, uma vez que, nesse caso, os ensaios foram realizados com uso do extensômetro.

4.3.1. Ensaio de Tração com Barras sem Aquecimento

Os ensaios de tração foram realizados, inicialmente, em 4 barras de aço sem aquecimento, a fim de determinar as propriedades mecânicas originais do aço utilizado nos procedimentos. A Figura 15 apresenta o resultado gerado pela máquina de tração. Para esse caso e para as barras aquecidas a 600°C o comportamento dos gráficos difere dos demais devido ao *script* utilizado com a presença do extensômetro, que é retirado antes do início do encruamento.

Figura 15 - Gráfico tensão x deformação de barras sem aquecimento



FONTE: Próprio autor (2021)

A tangente do ângulo formado entre a reta da fase elástica e o eixo das abscissas é o módulo de elasticidade do material, que se dá através da seguinte equação:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (9)$$

Onde σ é a tensão aplicada no elemento e ε é a deformação longitudinal sofrida graças a aplicação da tensão. Sendo assim, o módulo de elasticidade médio encontrado para esse material é de 201,15 GPa.

4.3.2. Ensaio de Tração com Barras Aquecidas a 400°C

Nos ensaios de tração das barras de aço aquecidas a 400°C não foi utilizado o extensômetro para medir a deformação real do corpo de prova, impossibilitando a análise completa da alteração do módulo de elasticidade. Entretanto, é possível realizar uma análise qualitativa dos resultados. Os módulos de elasticidade médios encontrados para cada um dos ensaios estão dispostos na Tabela 4 e 5.

Tabela 4 - Módulo de elasticidade para barras aquecidas a 400°C com proteção

Temperatura de Ensaio	Tempo de exposição (min)	Módulo de Elasticidade (MPa)				Média
		CP 1	CP 2	CP 3	CP 4	
400°C	60	193,68	192,08	201,89	194,20	195,47
	90	189,21	195,49	197,57	198,67	195,24
	120	192,87	197,27	195,19	194,59	194,98

FONTE: Próprio autor (2021)

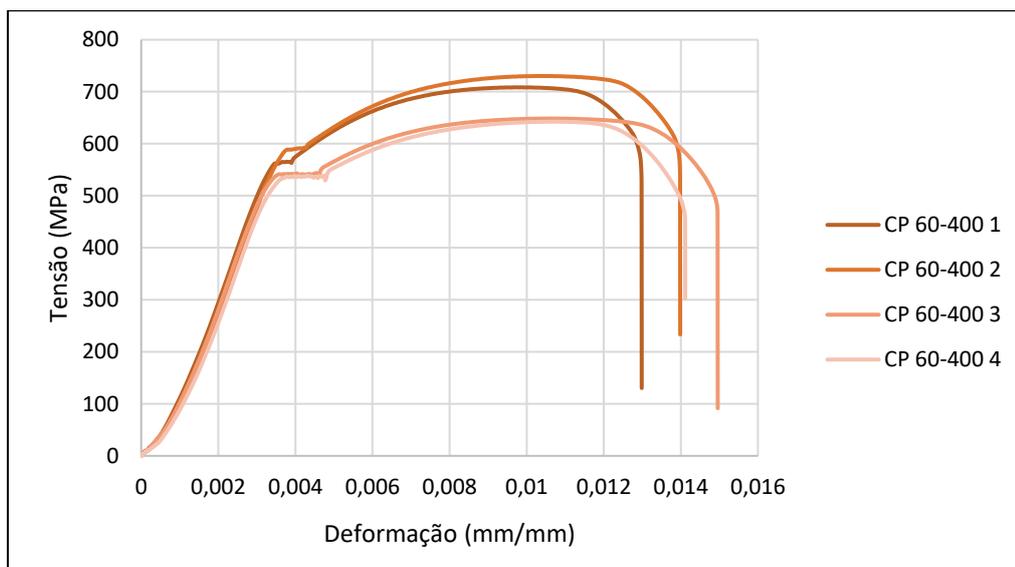
Tabela 5 - Módulo de elasticidade para barras aquecidas a 400°C sem proteção

Temperatura de Ensaio	Tempo de exposição (min)	Módulo de Elasticidade (MPa)				Média
		CL 1	CL 2	CL 3	CL 4	
400°C	60	194,07	190,82	197,26	199,20	195,34
	90	188,58	197,86	195,84	198,25	195,13
	120	195,46	194,14	195,60	194,54	194,94

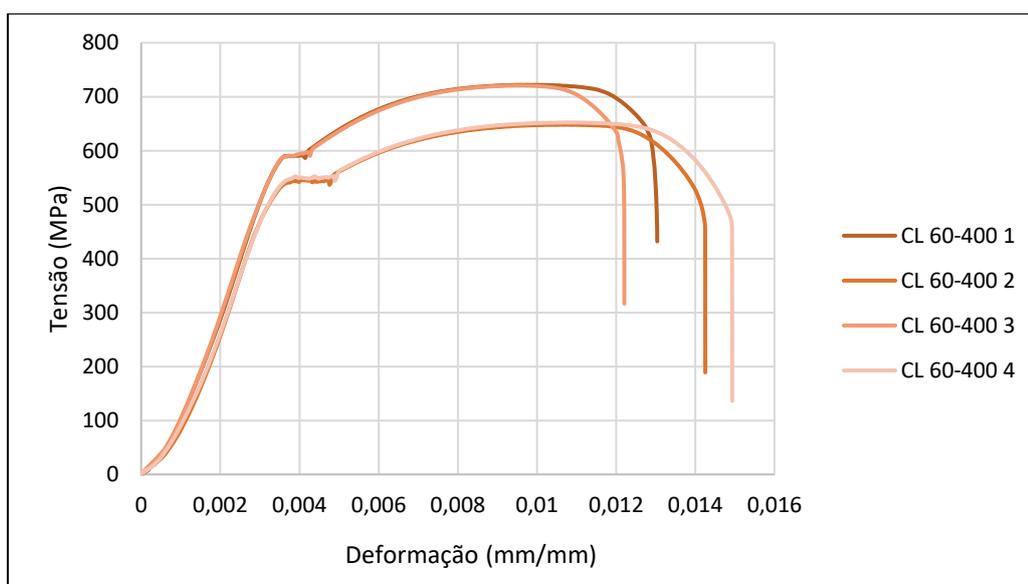
FONTE: Próprio autor (2021)

As Figuras 16 (a) e (b) abaixo apresentam os resultados *gráficos* obtidos para cada corpo de prova para seu respectivo tempo de exposição.

Figura 16 - Gráfico tensão x deformação para 60 minutos de exposição a 400°C



(a) CP 60-400



(b) CL 60-400

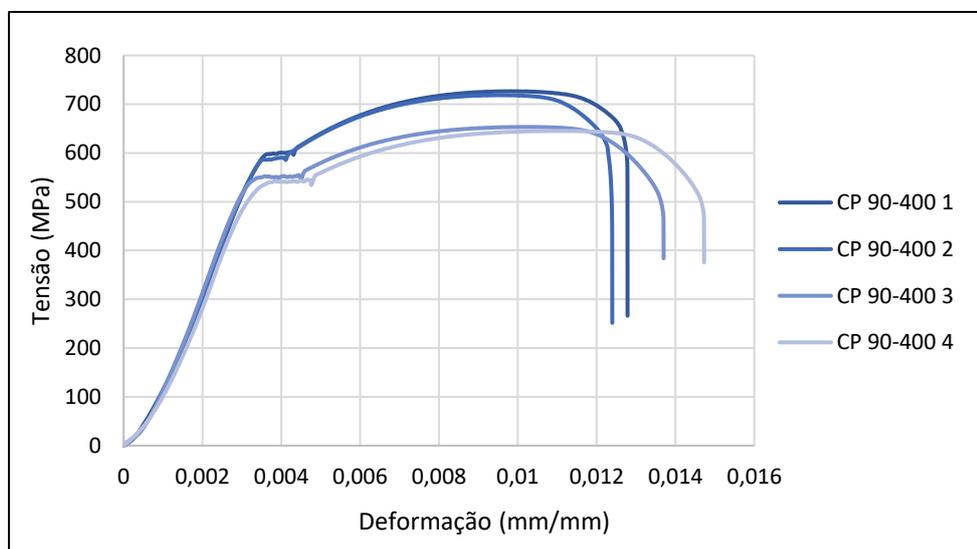
FONTE: Próprio autor (2021)

Nos dois primeiros casos, houve semelhança em pares nos dados obtidos para as quatro barras. A priori não foi encontrado na literatura uma justificativa para tal comportamento, portanto a dedução provável é que a disposição dessas barras de aço em relação à saída de calor do forno mufla tenha influenciado os resultados. Como o tempo de exposição é baixo, pode não haver uniformidade na distribuição de calor dentro do forno e as barras que estavam mais próximas ao ponto de aplicação, possivelmente foram aquelas que apresentaram menor resistência.

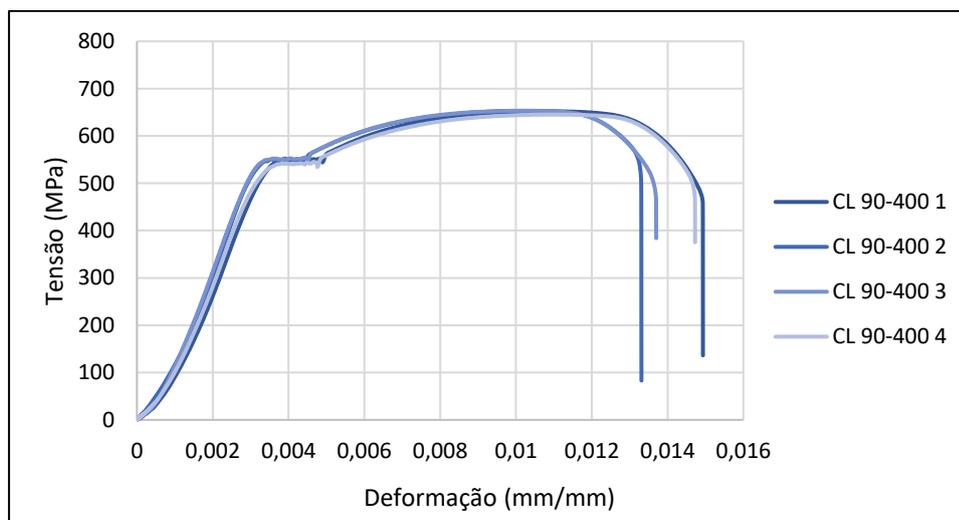
Outro fator importante que pode ser observado nesse e nos próximos ensaios submetidos a essa mesma temperatura, é em relação ao incremento de resistência última. A literatura prevê um aumento de até 30% na resistência máxima de aços aquecidos a menos de 500°C submetidos a resfriamento natural. Após esse incremento, a resistência tende a decrescer progressivamente. Esse fator justifica a elevação dessa grandeza no gráfico em relação ao ensaio de referência.

O ensaio posterior, executado com 90 minutos de exposição, já demonstra uma melhor distribuição das curvas, como pode ser visto na Figura 17 (a) e (b):

Figura 17 - Gráfico tensão x deformação para 90 minutos de exposição a 400°C



(a) CP 90-400



(b) CL 90-400

FONTE: Próprio autor (2021)

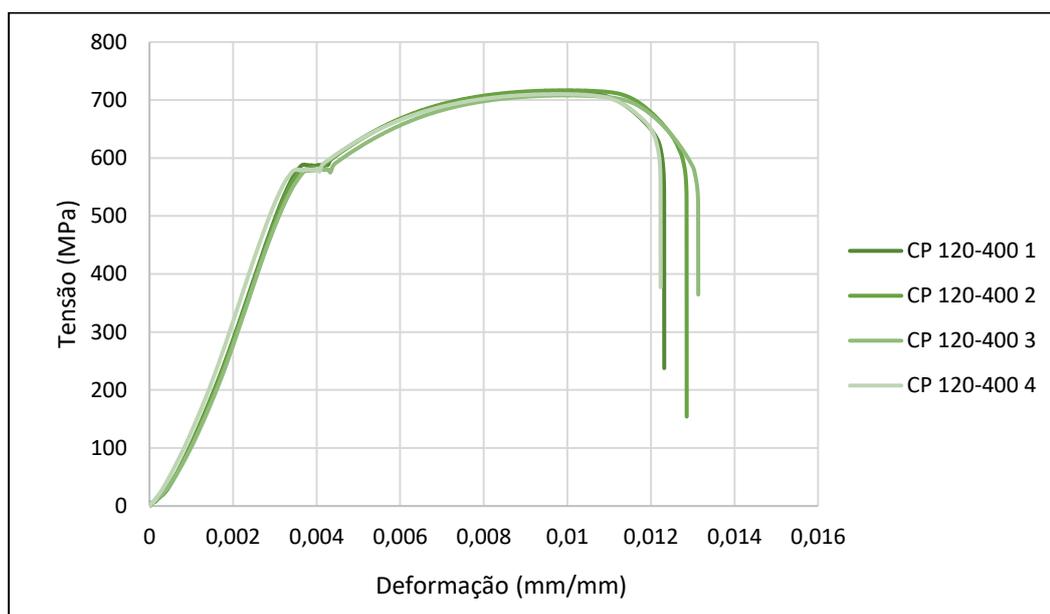
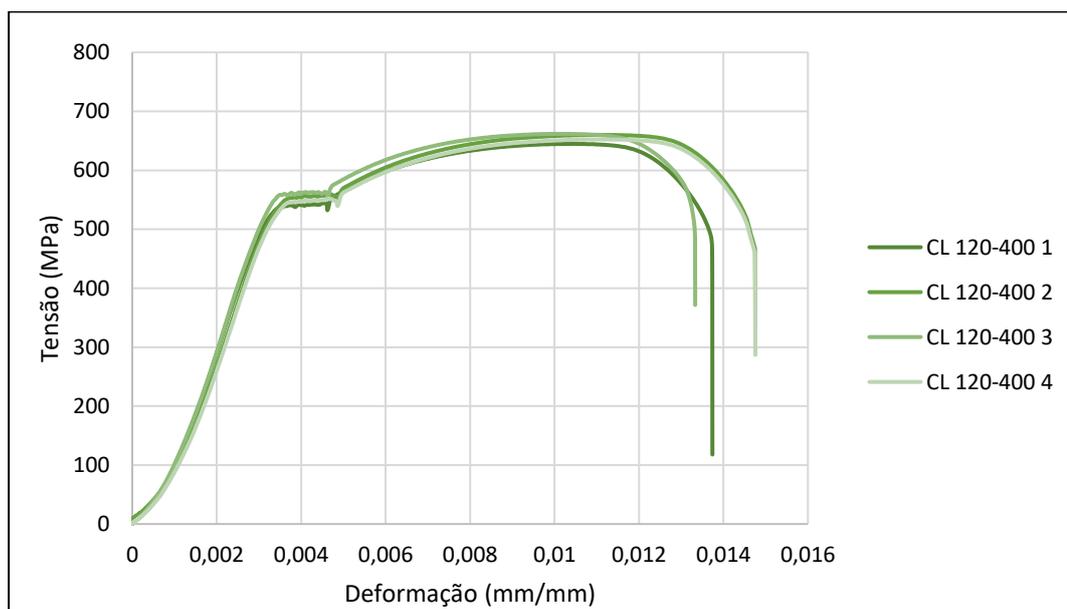
Nesse segundo caso, é possível verificar que o comportamento da curva para o corpo de prova protegido permanece similar ao anterior, demonstrando que a justificativa também é válida para esse ensaio. Já para os corpos livres, houve uma maior homogeneização das curvas, indicando que o aumento do tempo de exposição favoreceu a uniformização da atuação do aquecimento em todas as barras nessa situação de ensaio.

Em comparação com os gráficos anteriores, não houve uma significativa redução na resistência máxima. Para o módulo de elasticidade, graficamente não se nota uma variação expressiva, porém seria necessário um maior aprofundamento dos testes, com uma aferição mais assertiva em relação à deformação das barras, para validar a afirmação.

Por fim, o último ensaio a 400°C demonstrou que o tempo de 120 minutos foi suficiente para uniformizar a ação do calor entre as barras, independentemente de seu posicionamento dentro do forno. Prova disso é que as curvas apresentaram comportamento bastante similar entre si em ambos os casos.

Novamente não é possível determinar uma alteração expressiva no módulo de elasticidade, uma vez que, como já era esperado, o aço não sofre grande influência quando submetido a uma temperatura relativamente baixa na escala de aquecimento desse material, como a utilizada nesse ensaio. Entretanto, uma propriedade que pode ser observada é a ductilidade do material, que reduziu conforme o tempo de exposição foi elevado. Isso pode ser comprovado pela redução da deformação antes da ruptura quando comparado o ensaio de 60 minutos com o de 120 minutos.

Os gráficos gerados na última situação de ensaio estão representados na Figura 18 (a) e (b). Devido ao fato de os corpos de prova submetidos a temperatura de 400°C demonstrarem resultados mais homogêneos, a análise qualitativa apresenta maior clareza.

Figura 18 - Gráfico tensão x deformação para 120 minutos de exposição a 400°C**(a) CP 120-400****(b) CL 120-400****FONTE: Próprio autor (2021)**

4.3.3. Ensaio de Tração com Barras Aquecidas a 600°C

Os ensaios de tração das barras aquecidas a 600°C foram realizados de maneira distinta quando comparado aos de 400°C, visto que, para esse caso, foi utilizado o extensômetro para aferir a deformação real das peças. Partindo disso, pode-se fazer uma análise mais aprofundada a respeito da alteração no módulo de elasticidade das barras de aço, uma vez que temos a tensão e a deformação bem definidas.

Para definir o percentual de alteração no módulo de elasticidade, foi necessário comparar cada caso com o resultado médio obtido para as barras de referência, que foram ensaiadas sem aquecimento. Na Tabela 6 constam os valores encontrados para as barras de referência.

Tabela 6 - Módulo de elasticidade de barras ensaiadas sem aquecimento

Temperatura de Ensaio	Tempo de exposição (min)	Módulo de Elasticidade (GPa)				Média
		CL 1	CL 2	CL 3	CL 4	
Ambiente	0	199,68	202,33	198,14	204,46	201,15

FONTE: Próprio autor (2021)

Os valores gerados pela máquina de tração foram organizados em um arquivo *Excel* e utilizados como base para a determinação dessas grandezas. A média calculada para o módulo de elasticidade é próxima à esperada, que seria em torno de 210 GPa.

Sucessivamente, com os demais ensaios realizados foi possível determinar os módulos de elasticidade para as barras protegidas, dispostos na Tabela 7, e para as barras livres, conforme a Tabela 8.

Tabela 7 - Módulo de elasticidade para barras aquecidas a 600°C com proteção

Temperatura de Ensaio	Tempo de exposição (min)	Módulo de Elasticidade (GPa)				Média
		CP 1	CP 2	CP 3	CP 4	
600°C	60	202,46	192,33	190,64	201,36	196,70
	90	193,46	190,93	185,64	181,62	187,91
	120	181,61	180,89	179,57	178,19	180,06

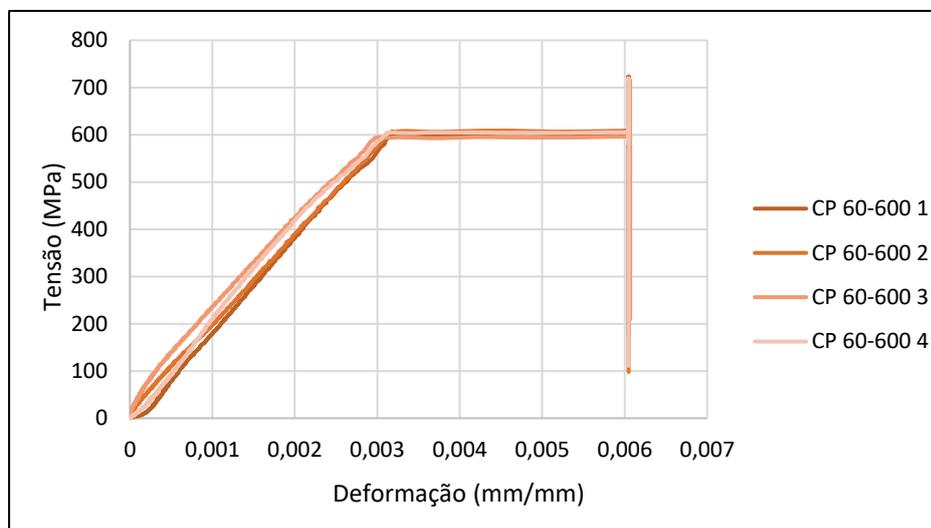
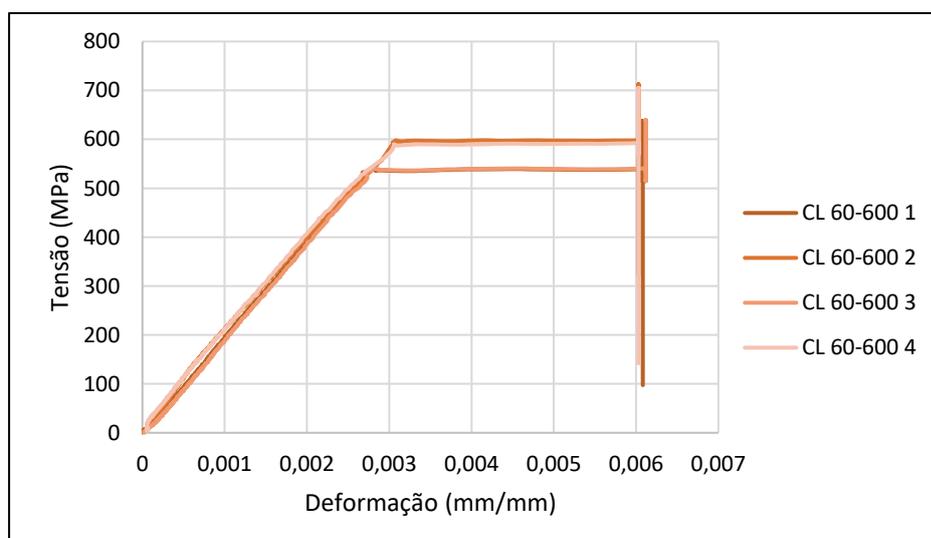
FONTE: Próprio autor (2021)

Tabela 8 - Módulo de elasticidade para barras aquecidas a 600°C sem proteção

Temperatura de Ensaio	Tempo de exposição (min)	Módulo de Elasticidade (GPa)				Média
		CL 1	CL 2	CL 3	CL 4	
600°C	60	197,58	185,77	197,23	195,20	193,95
	90	181,11	178,11	192,73	191,70	185,91
	120	179,39	177,69	175,65	176,21	177,23

FONTE: Próprio autor (2021)

Para complementar a análise, temos na Figura 19 (a) e (b), Figura 20 (a) e (b) e Figura 21 (a) e (b) os gráficos referentes a cada situação de ensaio.

Figura 19 – Gráfico tensão x deformação para 60 minutos de exposição a 600°C**(a) CP 60-600****(b) CL 60-600**

FONTE: Próprio autor (2021)

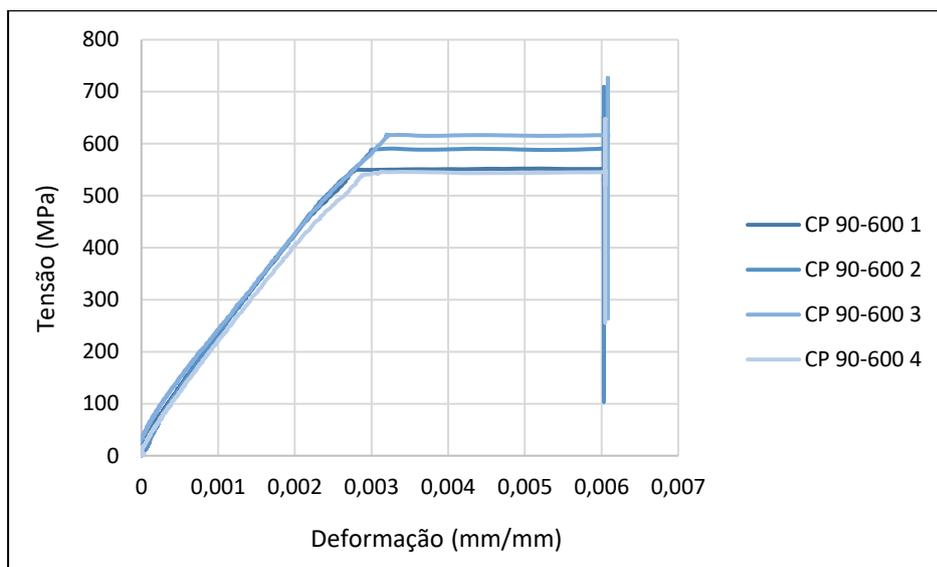
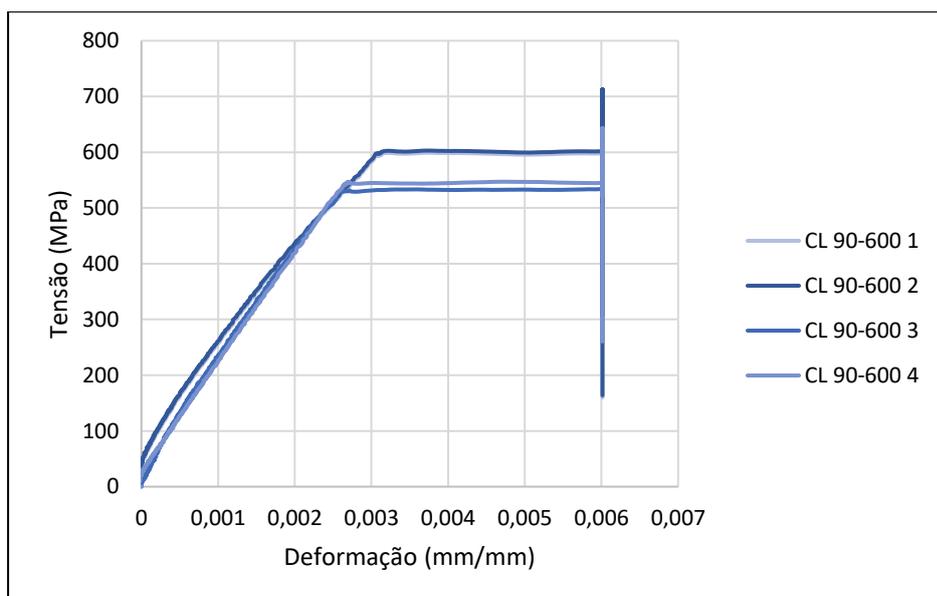
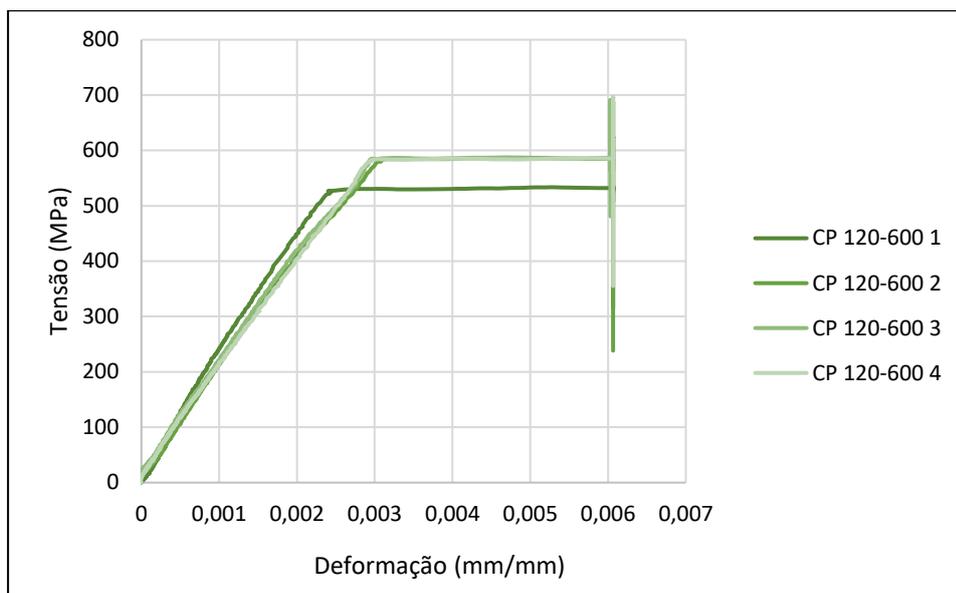
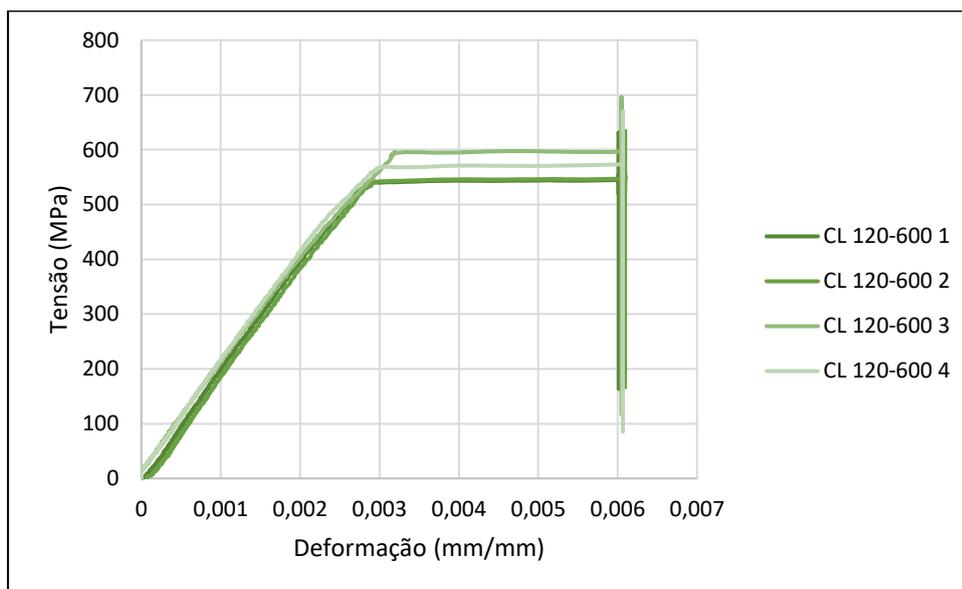
Figura 20 – Gráfico tensão x deformação para 90 minutos de exposição a 600°C**(a) CP 90-600****(b) CL 90-600****FONTE: Próprio autor (2021)**

Figura 211 – Gráfico tensão x deformação para 120 minutos de exposição a 600°C



(a) CP 120-600



(b) CL 120-600

FONTE: Próprio autor (2021)

A partir desses resultados, foi possível determinar, em termos percentuais, a redução no módulo de elasticidade para cada tempo de exposição. O cálculo foi realizado para as duas situações de ensaio e levou em consideração o módulo de elasticidade calculado para as barras de referência, que são aquelas ensaiadas sem aquecimento. Os valores encontrados foram, posteriormente, comparados com o previsto pela NBR 15200 (2012), que se baseia na curva da Figura 4. Os resultados dos percentuais de redução estão expostos na Tabela 9:

Tabela 9 - Percentual de redução no módulo de elasticidade em relação ao ensaio de referência

Temperatura de Ensaio	Categoria	Tempo de exposição (min)	% de redução
600°C	CP	60	2,26
		90	7,04
		120	11,71
600°C	CL	60	3,71
		90	8,20
		120	13,49

FONTE: Próprio autor (2021)

Os valores de redução encontrados para todos os casos está consideravelmente abaixo do que era esperado. De acordo com a Figura 4, a redução prevista pela NBR 15200 (2012), para o módulo de elasticidade, em aços aquecidos a 600°C é de aproximadamente 70%. Entretanto, a norma não leva em consideração alguns fatores considerados importantes, como a forma de resfriamento e o tempo de exposição dos corpos de prova ao aquecimento, sendo, portanto, passível de divergência em relação ao ensaio realizado neste trabalho.

Além disso, outro comparativo de grande relevância, se dá entre os resultados obtidos para os corpos livres e para os corpos protegidos pelo concreto. Acreditava-se que a presença do concreto seria determinante para a proteção do aço em determinadas situações de ensaio. Como observado na Tabela 7, a diferença entre os dois resultados variou entre 1,16% e 1,78%, valores que correspondem a cerca de 3GPa. Esse valor, apesar de ser relativamente baixo, é favorável ao bom desempenho da estrutura, pois cumpre a função de barreira protetora.

5. CONCLUSÃO

O objetivo da pesquisa foi a verificação percentual e a comprovação da eficácia da proteção das barras de aço pela camada de concreto, além da demonstração de que o aumento da temperatura e do tempo de exposição intensificam a perda de propriedade mecânica da armadura.

Com os ensaios realizados e os resultados obtidos para cada caso, foi possível notar que, assim como esperado, houve uma redução nas propriedades mecânicas do material em função do aumento de temperatura. Entretanto, o valor encontrado foi consideravelmente inferior ao especificado por norma. Para uma validação mais completa acerca dessa comparação, sugere-se, em futuros trabalhos, realizar ensaios com um maior número de situações e amostras, a fim de construir uma curva dos fatores de redução do módulo de elasticidade e comparar com a literatura.

Em relação à proteção dada pelo concreto às barras de aço, foi possível concluir que, em certo grau, a presença do concreto foi eficaz, sendo responsável por uma redução de 1,16% a 1,78% na perda do módulo de elasticidade, o que corresponde a um intervalo de 2,33 GPa a 3,58GPa.

Outra observação importante é em relação ao aumento de resistência ao escoamento encontrado nos ensaios realizados nas barras aquecidas a 400°C. Esse resultado está de acordo com a literatura, a qual prevê que, barras aquecidas a no máximo 500°C e resfriadas naturalmente, podem apresentar um acréscimo de até 30% na sua resistência última. Essa conclusão pode ser observada apesar do viés qualitativo da análise. Para o ensaio de aquecimento a 600°C esse fenômeno já não é visto, o que se justifica pelo fato de a temperatura ser superior ao intervalo citado pela literatura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALDEA, Corina-Maria; FRANSSSEN, Jean-Marc; DOTREPPE, Jean-Claude. ***Fire Test on Normal and High-Strength Reinforced Concrete Columns***. In: PHAN, Long T.; CARINO, Nicholas J.; DUTHINH, Dat; GARBOCZI, Edward. International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete — NIST — Gaithersburg, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR6118 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. ABNT. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR ISO6892 – Materiais metálicos – Ensaio de tração. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente**. ABNT. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR13860 – Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio**. ABNT. Rio de Janeiro, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR14432 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento**. ABNT. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR15200 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. ABNT. Rio de Janeiro, 2004.

ANDERBERG, Yngve. ***Spalling Phenomena of HPC and OC***. In: PHAN, Long T.; CARINO, Nicholas J.; DUTHINH, Dat; GARBOCZI, Edward. International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete — NIST — Gaithersburg, 1997.

BAUER, Luiz Alfredo Falcão. **“Materiais de Construção Civil 1”**. Vol. 1. 3ª Ed. Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda. São Paulo, 1989.

BAUER, Luiz Alfredo Falcão. **Materiais de Construção**. 5 ed revisada, v.1. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

BICKLEY, John A.; MITCHELL, Denis. ***A State-of-the-Art Review of High-Performance Concrete Structures Built in Canada: 1990-2000***. Cement Association of Canada. Toronto, 2001.

BRANCO, F. A.; SANTOS, J. R. Avaliação da espessura degradada em estruturas de betão sujeitas à ação do fogo. In: **Congresso Betão Estrutural 2000**. Actas. Porto: ICST, 2000

BUCHANAN, A. H. ***Structural for design fire safety***. Chichester (U.K.): John Wiley & sons Ltd., 2001.

CÁNOVAS, Manuel F. ***Patologia e terapia do concreto armado***. São Paulo: Pini, 1988. 522 p

COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D.; SILVA, V. P. O fenômeno do lascamento ("spalling") nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio - uma revisão crítica. In: **44 ° Congresso Brasileiro do Concreto**. Anais. Belo Horizonte: IBRACON, 2002a.

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

COSTA, C, N.; RITA, I. A.; SILVA, V. P. Princípio 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. In: **46° Congresso Brasileiro do Concreto**. São Paulo, 2004.

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

DOTREPPE, Jean-Claude; BISSCHOPS, P.F.; FRANSSSEN, Jean-Marc. Fire Resistance of Circular Concrete Columns. In: **Third International Conference on "Concrete Under Sever Conditions: Environment & Loading" – CONSEC'01**. The University of British Columbia. Vancouver, Jun 2001.

DOUGILL J.W.—Constitutive relations for concrete and rock: applications and extensions of elasticity and plasticity theory, Preprints, William Prager Symposium on **“Mechanics of Geomaterials: Rocks, Concretes, Soils,”** Bazant Z.P. ed., Northwestern University, Evanston, 1983.

FERNANDES, Bruno; GIL, Augusto. M; BOLINA, Fabrício Longhi; TUTIKIAN, Bernardo Fonseca. **Microestrutura do concreto submetido a altas temperaturas: alterações físico-químicas e técnicas de análise.** In: Revista IBRACON de estruturas e materiais. São Paulo, v. 10, n. 4, p. 838-863. 2017.

FERREIRA, Sérgio Gonçalves. **Ação do incêndio nas estruturas de aço — consequências e recuperação.** In: Simpósio Nacional de Arquitetura e Proteção Contra Incêndios. Anais... EPUSP. São Paulo, 1998.

FIB, F. I. D. B. **Bulletin 46 – Fire design of concrete structures – structural behaviour and assessment.** Lausanne, Suíça. EPFL, 2008.

FIGUEIREDO, A. D.; COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Aspectos Tecnológicos dos Materiais de Concreto em Altas Temperaturas.** São Paulo: NUTAU/FAU-USP, 2002

FRANSSEN, Jean-Marc. **Design of Concrete Columns Based on EC2 Tabulated Data — A Critical Review.** In: Structures in Fire – Proceedings of the First International Workshop. UL – DIFT – CIB-W14. Copenhagen, 2000.

GERDAU. **Produtos GERDAU.** Disponível em: <https://www2.gerdau.com.br/>. Acesso em: 04 ago. 2020.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (1999). **Fire-resistance tests – Elements of building construction – Part 1: General requirements. ISO 834-1:1999.**

KALIFA, Pierre; MENNETEAU, François-Dominique; QUENARD, Daniel. **Spalling and Pore Pressure in HPC at High Temperatures.** Cement and Concrete Research, N° 30. Elsevier Science Ltd. Amsterdam, 2000.

KIMURA, Érica Fernanda Aiko. **Análise termoestrutural de pilares de aço em situação de incêndio**. 2009. 225 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

KLEIN JÚNIOR, Odinir. **Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão normal composta**. 2011. 211 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

NEVILLE, Adam Matthews. **Propriedades do Concreto**. 2a. Ed. PINI. São Paulo, 1997.

PETRUCCI, E. G. Requião. **"Materiais de Construção"**. 3ª ed. Editora Globo. Porto Alegre, 1978

PFEIL, W., PFEIL, M.S. **Estruturas de Aço. Dimensionamento Prático**. 7 ed. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 2000.

PURKISS, Jonh A. **Fire Safety Engineering Design of Structures**. Butterworth Heinemann. Oxford, 1996.

RODRIGUES, P. P. F. **Parâmetros de dosagem do concreto**. ET-67. São Paulo: ABCP, 1990.

SCOTT, D.; LANE, B.; GIBBONS, C. **Fire induced progressive collapse. In: National workshop on prevention of progressive collapse. Proceedings. Rosemont (U.S.A.): MMC, 2002.**

SILVA, V. P. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. São Paulo: Zigurate, 2001.

SOUZA JUNIOR, V. **Análise de Pórticos de Aço sob Altas Temperaturas**, 51 f. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 1998.

TAYLOR, H.F.W. **Cement Chemistry**. 2nd Edition. London: Thomas Telford, 1997.

WANG, Y. C. **Steel and composite structures – Behavior and design for fire safety**. Spon Press. London, 2002.