

**UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS  
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**GABRIEL BOTTIN**

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE LAJES COMPOSTAS POR VIGOTA DE  
CONCRETO E TAVELA CERÂMICA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

**São Leopoldo  
2018**

GABRIEL BOTTIN

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE LAJES COMPOSTAS POR VIGOTA DE  
CONCRETO E TAVELA CERÂMICA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado como requisito parcial para  
obtenção do título de Bacharel em  
Engenharia Civil, pelo Curso de  
Engenharia Civil da Universidade do Vale  
do Rio dos Sinos - UNISINOS

Orientador: Prof. Ms. Fabrício Longhi Bolina

São Leopoldo  
2018

Dedico especialmente este trabalho a minha  
família, que sempre acreditou em mim.

## **AGRADECIMENTOS**

Difícilmente alguém está apto a realizar qualquer sonho sozinho, por maior que seja o esforço e a dedicação, sempre teremos o apoio de alguém que nos guia e auxilia ao longo da vida. Dentre eles, o primeiro que tenho a agradecer é a Deus, que sempre me cercou de boas pessoas, as quais me permitem idealizar grandes feitos e atingir objetivos, tal qual esse trabalho.

Agradeço imensamente a minha família de maneira geral, pelo apoio ao longo desse grande passo na minha vida, em especial aos meus pais, Gilberto Bottin e Inês Zechin, a minha irmã Cristiane Bottin e a minha namorada Nicole Maso, pelo apoio incondicional e pelo fortalecimento nos momentos de estresse e o zelo que sempre me foi dado.

Aos professores da Engenharia Civil da Unisinos, meu muito obrigado pelo conhecimento transmitido, que reflete minha trajetória acadêmica e que de certo modo influenciaram nesse trabalho. De maneira especial, agradeço ao meu orientador Msc. Fabrício Bolina, pela motivação e confiança para a realização desse trabalho, transmitindo seu conhecimento.

Ao Instituto Tecnológico em Desempenho e Construção Civil da Unisinos - itt Performance - pelo apoio físico e financeiro na realização desta pesquisa. Agradeço imensamente ao apoio de toda a sua equipe, que esteve comigo até o fim deste programa experimental e se dispuseram a auxiliar em todas as etapas do trabalho, desde a descarga da areia, até a análise dos resultados, das quais sempre fui rodeado de excelentes profissionais. Em especial ao LSCI - Laboratório de Segurança Contra Incêndio que sempre se fez presente, dos quais agradeço ao Fabrício Bolina, Augusto Gil, Gustavo Prager, Giovana Poletto, Gustavo Manica, Luis Eich, Iuri Ferreti e José Malvesi por toda a ajuda durante o período do trabalho. Aos demais laboratórios, em especial a Camila Natus, Lucas Lerner, Bruno Mendez, Gabriela Leite, Gian Moreira, Kelvin Bet, Leonardo Santos. Aos coordenadores do itt Performance, Bernardo Tutikian, Roberto Christ e Fernanda Pacheco pelos ensinamentos e lições ao longo dos dias.

Aos meus colegas de graduação, que estiveram comigo em muitas oportunidades ao longo de cinco anos, em especial ao André Signori, Francisco Pinto, Guilherme Hennemann, Kellvin Oliveira e Matheus Carrer, pelas risadas, descontrações e amizades que formei para a vida.

Agradeço a Cerâmica Kaspary por estar sempre disponível no processo de confecção desse trabalho, pela ajuda com os materiais, em especial ao Eng. Jeferson Born e ao pessoal que realizou a construção da laje, ao Remo e ao Osvaldo por se disporem a sempre buscar a melhor solução para a construção.

Foram muitas as pessoas que estiveram ao meu lado, torcendo pelo meu sucesso e por mim, agradeço a vocês pela confiança e espero retribuir na mesma altura.

“O homem não é nada além daquilo que a educação faz dele.” (KANT)

## RESUMO

BOTTIN, G. **Avaliação experimental de lajes compostas por vigota de concreto e tavela cerâmica em situação de incêndio**. 2018. 115 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade do Vale do Rio dos Sinos (Unisinos), São Leopoldo, 2018.

Com a entrada em vigor da NBR 15575 (ABNT, 2013) e Lei Federal 13.425 (BRASIL, 2017), alinhavados com os casos dos edifícios Windsor Tower (Fletcher, 2006) e Wilton Paes de Almeida (BBC, 2018), despertam uma discussão sobre segurança contra incêndio em edificações. Um dos requisitos de projetos é o de compartimentação de áreas por sistemas de lajes. Um dos sistemas de lajes utilizados no setor é o de vigotas pré-fabricadas de concreto e tavela cerâmica. Os requisitos de incêndio evidenciam que estas lajes devem cumprir com requisitos de resistência ao fogo por um período de tempo definido na NBR 14432 (ABNT, 2001). A inexistência de um procedimento normativo para o projeto destes sistemas remete a necessidade de ensaios laboratoriais, realizados conforme a NBR 5628 (ABNT, 2001), EN 1365-2 (2014) e ASTM E119 (2015). Este trabalho visou analisar o desempenho ao fogo destes sistemas. A análise ocorreu em lajes do tipo vigota de concreto com quatro fios de 4 mm pré-tensionados, com tavela cerâmica de 8x27x20 cm. Os ensaios em escala real foram realizados em um forno horizontal, seguindo os preceitos da curva padrão de incêndio da ISO 834-1 (ISO, 1999). Durante os ensaios foram registradas as deformações verticais nas lajes e as temperaturas ao longo da seção. Para análise da resistência mecânica das vigotas e das nervuras foram realizados ensaios de flexão em três pontos antes do incêndio e pós incêndio. Foi verificado que não houve perda de resistência das vigotas de concreto em nenhum dos casos, que mantém a estabilidade estrutural, no entanto, o sistema teve perda isolamento térmico aos 134 minutos, classificando a amostra como CF-120.

**Palavras-chave:** Resistência ao fogo. Lajes. Compartimentação. Segurança contra incêndio. Desempenho.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Obras em vigota e tavela cerâmica.....	21
Figura 2 – Tipos de nervuras.....	22
Figura 3 – Família de blocos cerâmicos.....	24
Figura 4 – Sistema vigota e tavela cerâmica.....	25
Figura 5 – Países catalogados com uso de vigotas para sistemas pré-fabricados ...	26
Figura 6 – Lajota cerâmica e a nomenclatura de suas dimensões.....	28
Figura 7 – Frequência das ações durante a vida útil da estrutura.....	31
Figura 8 – Exemplo de deformações causadas pelo vento e pelo fogo em estruturas .....	31
Figura 9 – Curvas de incêndio padrão normatizadas .....	36
Figura 10 – Transformações do concreto em altas temperaturas .....	37
Figura 11 – Tensão-deformação relacionada a temperatura para aço de protensão	38
Figura 12 – Variação da condutividade térmica de blocos em razão da temperatura .....	39
Figura 13 – Comportamento de agregados em altas temperaturas .....	40
Figura 14 – Etapas de estudo .....	42
Figura 15 – Fluxograma de terminologia dos sistemas .....	42
Figura 16 – Tavela cerâmica 8x37x20 cm.....	43
Figura 17 – Forma de rompimento da tavela cerâmica .....	44
Figura 18 – Gráfico de carga por deslocamento dos fios de $\varnothing = 4\text{mm}$ .....	48
Figura 19 – Moldadora de vigotas protendidas .....	50
Figura 20 – Vigotas moldadas para os ensaios mecânicos e de resistência ao fogo	51
Figura 21 – Materiais utilizados para a concretagem da capa de concreto. (a) brita; (b) cimento e (c) areia .....	51
Figura 22 – Corte das tabelas cerâmicas .....	52
Figura 23 – Detalhamento da LA1.....	53
Figura 24 – Processo de (a) posicionamento da vigota no centro, (b) posicionamento das tabelas, (c) colocação da malha de aço, (d) posição do gancho de ancoragem	53
Figura 25 – Perspectiva do quadro para laje do tipo vigota e tavela .....	54
Figura 26 – Processo de concretagem do quadro para apoio das lajes.....	54
Figura 27 – Movimentação do quadro para as dependências do itt Performance ....	55

Figura 28 – Processo de montagem da (a) vigota, (b) tavela, (c) malha de aço e (d) da concretagem.....	56
Figura 29 – Processo de ensaio das vigotas.....	57
Figura 30 – Estrutura para aplicação de carga nas vigotas .....	58
Figura 31 – Aplicação de carga para Ensaio de Stuttgart .....	58
Figura 32 – Esquema do ensaio da LA1 .....	59
Figura 33 – Estrutura para aplicação de carga na nervura .....	60
Figura 34 – Fases de execução (a) do posicionamento das vigotas e tavelas, (b) da malha de aço, (c) do concreto e (d) acoplamento da laje ao forno.....	61
Figura 35 – (a) Forno horizontal de lajes e (b) termopares utilizados .....	62
Figura 36 – Pontos de medição de deslocamento da laje .....	63
Figura 37 – Medição de temperatura nas vigotas e nas tavelas .....	63
Figura 38 – (a) Planta baixa e (b) perspectiva do sistema de carregamento da laje.	64
Figura 39 – Sensores de temperatura do tipo (a) K interno, (b) T externo e (c) T interno, na face da vigota e da tavela.....	65
Figura 40 – Câmera de avaliação termográfica (a) Flir e (b) Fluke .....	65
Figura 41 – Estação total .....	66
Figura 42 – Processo de extração das vigotas.....	67
Figura 43 – Defeitos de extração da vigota 2 nas suas duas extremidades .....	67
Figura 44 – Representação da vigota e das medições realizadas .....	68
Figura 45 – (a) Evidência de contraflecha da vigota e (b) posicionamento da vigota no equipamento de carga.....	68
Figura 46 – Posicionamento da nervura pós incêndio no equipamento de carga .....	70
Figura 47 – Relação de carga por deslocamento das vigotas de 4 mm .....	71
Figura 48 – Ruptura à compressão da vigota (a) LA1 V1; (b) LA1 V2; (c) LA1 V3 e (d) LA1 V4 .....	72
Figura 49 – Relação de carga por deslocamento da LA1 .....	74
Figura 50 – (a) Configuração das fissuras e (b) aspecto final da amostra .....	74
Figura 51 – (a) Configuração da fissura e (b) teste de estanqueidade.....	76
Figura 52 – (a) Configuração da abertura e (b) teste de estanqueidade.....	76
Figura 53 – Imagem termográfica aos 42 minutos de ensaio.....	77
Figura 54 – Temperatura em relação ao tempo de ensaio.....	78
Figura 55 – Perfil de temperatura aos 42 minutos.....	78
Figura 56 – Curva do ensaio para 42 minutos.....	80

Figura 57 – Deslocamento ao centro da LF1 .....	81
Figura 58 – Amostra pós ensaio na (a) face não exposta e (b) exposta ao fogo .....	82
Figura 59 – Fissuras de (a) retração térmica e (b) rótula com momento fletor predominante .....	83
Figura 60 – (a) efeito de membrana e (b) padrão das linhas de ruptura da laje ensaiada.....	84
Figura 61 – (a) Configuração da abertura e (b) teste de estanqueidade.....	85
Figura 62 – Imagem termográfica realizada em (a) fissura ao centro da amostra e (b) na borda da amostra, aos 120 minutos de ensaio.....	85
Figura 63 – Temperatura em relação ao tempo de 134 minutos de ensaio .....	86
Figura 64 – Perfil de temperatura aos 134 minutos.....	86
Figura 65 – Evolução da temperatura ao longo do ensaio .....	88
Figura 66 – Curva do ensaio para 134 minutos.....	88
Figura 67 – Deslocamento ao centro da LF2 .....	89
Figura 68 – Amostra pós ensaio na (a) face não exposta e (b) exposta ao fogo .....	91
Figura 69 – Perfil de temperaturas ao longo da seção.....	93
Figura 70 – Relação de carga por deslocamento das vigotas de $\varnothing = 4$ mm pós fogo .....	97
Figura 71 – Forma de ruptura da vigota (a) LP1 V1 e (b) LP2 V1 .....	99
Figura 72 – Comparativo das resistências e deslocamentos das vigotas .....	100
Figura 73 – Relação de carga por deslocamento da LP1 e da LP2 .....	101
Figura 74 – Aspecto final da amostra.....	102
Figura 75 – Comparativo entre nervuras.....	102

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tipos de lajes .....	23
Tabela 2 – Tipos de vigota padronizadas pela NBR 14859-1 (ABNT, 2016) .....	27
Tabela 3 – Diâmetro e normas para barras utilizadas em lajes pré-fabricadas.....	29
Tabela 4 – Combinação de dimensões para vigas.....	33
Tabela 5 – TRRF de edificações residenciais, comerciais e de serviços gerais .....	35
Tabela 6 – Caracterização das tabelas cerâmicas .....	44
Tabela 7 – Relatório dos ensaios químicos do cimento CPV-ARI empregado.....	45
Tabela 8 – Relatório dos ensaios físicos do cimento CPV-ARI empregado.....	45
Tabela 9 – Ensaios de caracterização do agregado miúdo.....	45
Tabela 10 – Composição granulométrica e caracterização física dos agregados miúdos.....	46
Tabela 11 – Ensaios de caracterização do agregado graúdo .....	46
Tabela 12 – Composição granulométrica e caracterização física dos agregados graúdos .....	47
Tabela 13 – Resultados de tração a 1% do alongamento nos fios de $\varnothing = 4\text{mm}$ .....	47
Tabela 14 – Resistência característica na idade de ensaio do concreto das vigotas	49
Tabela 15 – Resistência característica na idade de ensaio do concreto da capa LF1 .....	49
Tabela 16 – Resistência característica na idade de ensaio do concreto da capa LF2 .....	50
Tabela 17 – Resistência característica na idade de ensaio do concreto da capa LA1 .....	52
Tabela 18 – Resistência a compressão axial dos corpos de prova do quadro.....	55
Tabela 19 – Geometria das amostras pós incêndio .....	68
Tabela 20 – Cargas de ruptura e deslocamento máximo das vigotas de 4 mm.....	71
Tabela 21 – Resultados obtidos para os ensaios.....	91
Tabela 22 – Desempenho do isolamento térmico aos 42 minutos de ensaio .....	92
Tabela 23 – Dimensões mínimas de lajes nervuradas recomendadas por normas, em função do TRRF .....	94
Tabela 24 – Alturas mínimas de lajes conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) .....	95
Tabela 25 – Cobrimentos mínimos de estruturas de concreto conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) .....	95

Tabela 26 – Cargas de ruptura e deslocamento máximo das vigotas de $\varnothing = 4$ mm pós fogo .....	97
Tabela 27 – Relação entre a resistência ao escoamento da armadura submetidas a diferentes temperaturas e a resistência característica ao escoamento à temperatura ambiente.....	98
Tabela 28 – Cargas e deslocamentos no instante da ruptura .....	101

## LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
AS	<i>Australian Standard</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BS	<i>British Standard</i>
CBPMESP	Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo
EN	<i>European Standard</i>
LA	Laje a temperatura ambiente
LA V	Vigota a temperatura ambiente
LF	Laje exposta às altas temperaturas
LP	Laje pós altas temperaturas
LP V	Vigota pós altas temperaturas
FIB	<i>Fédération Internationale du Béton</i>
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
IT	Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros
Itt Performance	Instituto Tecnológico Desempenho e Construção Civil - UNISINOS
kgf/m	Quilograma força por metro
NBR	Normas Brasileiras de Regulação
°C	Graus celsius
TRF	Tempo de Resistência ao Fogo
TRRF	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>16</b>
1.2 JUSTIFICATIVA .....	18
1.3 OBJETIVOS .....	19
<b>1.3.1 Objetivo Geral</b> .....	<b>19</b>
<b>1.3.2 Objetivo Específico</b> .....	<b>19</b>
<b>2 LAJES PRÉ-FABRICADAS COM VIGOTAS DE CONCRETO E TAVELAS CERÂMICAS DE ENCHIMENTO</b> .....	<b>20</b>
2.1 LAJES VIGOTA E TAVELA EM TEMPERATURA AMBIENTE .....	25
<b>2.1.1 Vigotas pré-fabricadas</b> .....	<b>26</b>
<b>2.1.2 Elemento de enchimento</b> .....	<b>27</b>
<b>2.1.3 Armadura Complementar</b> .....	<b>28</b>
<b>2.1.4 Capa de Concreto</b> .....	<b>29</b>
2.2 FUNDAMENTOS DE DIMENSIONAMENTO DE LAJES VIGOTA E TAVELA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	30
<b>2.2.1 Solicitações de Projeto: Combinação das Ações</b> .....	<b>30</b>
<b>2.2.2 Determinação da resistência ao fogo por meio dos métodos tabulares e experimentais da NBR 15200</b> .....	<b>31</b>
<b>2.2.2.1 Método Tabular</b> .....	<b>32</b>
<b>2.2.2.2 Método Experimental</b> .....	<b>33</b>
2.3 LAJES VIGOTA E TAVELA EM ALTAS TEMPERATURAS.....	33
<b>2.3.1 Resistência ao fogo das estruturas</b> .....	<b>34</b>
<b>2.3.2 Curva de Incêndio Padrão</b> .....	<b>35</b>
<b>2.3.3 Vigota pré-moldada</b> .....	<b>36</b>
<b>2.3.4 Enchimento cerâmico</b> .....	<b>38</b>
<b>2.3.5 Influência do agregado no concreto</b> .....	<b>39</b>
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>41</b>
3.1 VARIÁVEIS DE ESTUDO.....	41
<b>3.1.1 Controláveis</b> .....	<b>41</b>
<b>3.1.2 Não controláveis</b> .....	<b>41</b>
3.2 ETAPAS EXPERIMENTAIS .....	42
<b>3.2.1 Etapa 1: Caracterização dos materiais e confecção das amostras</b> .....	<b>43</b>
3.2.1.1 Elemento de enchimento.....	43

3.2.1.2 Cimento .....	44
3.2.1.3 Agregados miúdos.....	45
3.2.1.4 Agregado graúdo.....	46
3.2.1.5 Fios de aço.....	47
3.2.1.6 Caracterização do concreto da vigota .....	48
3.2.1.7 Caracterização do concreto da capa .....	49
3.2.1.8 Fabricação das vigotas.....	50
3.2.1.9 Montagem da LA1 para ensaio de flexão em 3 pontos .....	51
3.2.1.10 Montagem do quadro para a LF1 e LF2 .....	54
3.2.1.11 Montagem da LF1 e LF2 para ensaio de resistência ao fogo.....	55
<b>3.2.2 Etapa 2: Ensaio mecânico a temperatura ambiente da LA1 .....</b>	<b>56</b>
3.2.2.1 Ensaio de vigota.....	57
3.2.2.2 Ensaio de nervura .....	58
<b>3.2.3 Etapa 3: Ensaio de resistência ao fogo .....</b>	<b>60</b>
3.2.3.1 Requisitos do ensaio .....	60
3.2.3.2 Equipamentos de instrumentação .....	64
<b>3.2.4 Etapa 4: Ensaio mecânico pós incêndio .....</b>	<b>66</b>
3.2.4.1 Extração das vigotas .....	66
3.2.4.2 Ensaio das vigotas .....	68
3.2.4.3 Extração das nervuras.....	69
3.2.4.4 Ensaio das nervuras.....	70
<b>4 APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....</b>	<b>70</b>
4.1 VIGOTAS E NERVURA A TEMPERATURA AMBIENTE .....	70
<b>4.1.1 Vigotas .....</b>	<b>71</b>
<b>4.1.2 Nervura.....</b>	<b>73</b>
4.2 TEMPO DE RESISTÊNCIA AO FOGO .....	75
<b>4.2.1 Laje LF1.....</b>	<b>75</b>
4.2.1.1 Estanqueidade a passagem de gases quentes e fumaça .....	76
4.2.1.2 Isolamento Térmico .....	77
4.2.1.3 Estabilidade Estrutural.....	80
<b>4.2.2 Laje LF2.....</b>	<b>82</b>
4.2.2.1 Estanqueidade a passagem de gases quentes e fumaça .....	83
4.2.2.2 Isolamento Térmico .....	85
4.2.2.3 Estabilidade Estrutural.....	89

<b>4.2.3 Comparativo de resistência ao fogo de ambos os ensaios.....</b>	<b>91</b>
<b>4.2.4 Comparativo normativo .....</b>	<b>93</b>
<b>4.3 AVALIAÇÃO DE VIGOTAS E NERVURAS PÓS INCÊNDIO.....</b>	<b>96</b>
<b>4.3.1 Vigotas .....</b>	<b>96</b>
<b>4.3.2 Nervuras.....</b>	<b>100</b>
<b>5 CONCLUSÕES.....</b>	<b>103</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>106</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A estrutura de um edifício deve proporcionar segurança ao usuário, ter concordância com os projetos arquitetônicos aliados aos custos, fatores ambientais e fatores legais. (MARTHA, 2010). Uma estrutura considerada segura em situação de incêndio é aquela que tem grande probabilidade de resistir os esforços solicitantes em temperatura elevada sem colapsar. (VARGAS; SILVA, 2005). A concepção de sistemas estruturais pré-fabricados deve ser feita em termos conjunturais, providos de uma acuidade de fabricação particular, mas mais do que a parte econômica, deve ser avaliado o desempenho dessa estrutura para que estas vantagens competitivas se destaquem. (CAMPOSINHOS, 2003). A racionalização e agilidade de construção dos sistemas pré-moldados vem sendo utilizados com frequência, visto que a rastreabilidade, a resistência característica e o controle tecnológico do mesmo são fatores preponderantes na sua utilização. (MOREIRA, 2016).

O uso de vigotas protendidas em edificações habitacionais, substituem em algumas situações lajes maciças de concreto armado, as quais tornam-se antieconômicas. Como exemplo, pode-se citar o uso de lajes do tipo vigota e lajota cerâmica de enchimento com capa de concreto, a qual como grande vantagem em relação a laje maciça tem como o peso final reduzido (DROPPA JR., 1999; MERLIN, 2002). Para Cunha (2012), os sistemas construtivos que contemplam vigotas tornam-se uma opção acessível, devido a sua fabricação simples, sem equipamentos caros para a sua execução. Contudo, Camacho (2006) atenta para as limitações nos projetos arquitetônicos quanto a concepção estrutural, bem como a impossibilidade de adaptações. Devido as características destacadas, como a facilidade de manuseio e a economia em formas, o emprego desse tipo de laje tem crescido, bem como as pesquisas nessa área. (CUNHA, 2012; PIERIN, SILVA, 2014; CARVALHO, JUNIOR, 2002).

Na esfera social, pelo alcance a população de baixa renda, o estímulo a sistemas construtivos de tecnologia conhecida e baixo custo vem recebendo incentivos. Porém, algumas soluções, ainda carecem de embasamento experimental para que seu potencial seja melhor aproveitado. (CARVALHO; JUNIOR, 2002). Neste âmbito, a NBR 15575 (ABNT, 2013), em conjunto com medidas governamentais como o Sistema Nacional de Avaliação Técnica (SiNAT), advertem

os executores a utilizarem premissas avaliativas para sistemas construtivos inovadores e convencionais. (BOLINA, 2016).

Um dos requisitos de desempenho frente a segurança contra incêndio é a compartimentação, que a partir de 2013, com o incêndio ocorrido na boate Kiss, vem sendo consideradas mais fortemente no Brasil. (BOLINA, 2016). Eventos e tragédias, como foram os casos de incêndios históricos nos edifícios Andraus e Joelma, tiveram suas tragédias majoradas pela falta de compartimentação. (ONO, 2007). Não obstante a esses casos, há o mais atual do Wilton Paes de Almeida, em São Paulo, no mesmo contexto. A compartimentação, conforme Brentano (2004), deve ser constituída por materiais que suportem as cargas da edificação e a energia emitida pela queima de materiais, tornando ambientes adjacentes ao foco do incêndio células estanques, principalmente as circulações de saídas de emergência, que possuem grande vulnerabilidade para evacuação dos ocupantes. (ONO, 2007).

Diferentemente das estruturas de aço, de concreto e mistas de aço e concreto, que possuem normas para dimensionamento frente a situação de incêndio, como a NBR 8800 (ABNT, 2008), NBR 14323 (ABNT, 2013) e NBR 15200 (ABNT, 2004). As estruturas mistas de concreto e cerâmica carecem de normas para o dimensionamento dessas estruturas. Sendo assim, para atender aos requisitos da NBR 14432 (NBR, 2001) e, por consequência, a NBR 15575 (ABNT, 2013), faz-se necessário que esses sistemas sejam embasados em ensaios laboratoriais em escala real, portanto, o seu uso torna-se restrito devido a ausência de ensaios laboratoriais para melhor conhecimento e aprimoramento desse sistema construtivo. (CUNHA, 2012).

De modo a contribuir à avaliação de segurança contra incêndio e modelos matemáticos de simulação computacional a fim de determinar o TRF, engloba-se o estudo das ações de altas temperaturas em elementos estruturais compostos por lajes de vigota de concreto protendido e lajota cerâmica. Para tal, esse estudo avalia vigotas pré-fabricadas protendidas com enchimento de blocos cerâmicos sem função estrutural, devido a sua ampla utilização em construções. Já foram desenvolvidos alguns estudos que avaliem estruturas pré-fabricadas em situação de incêndio, como os de Griffin (1992), (Zheng (2010), Bolina (2016), Moreira (2017), no entanto os trabalhos que citam lajes vigota e tavela exposto às altas temperaturas são escassos, como o de Pierin e Silva (2014) que realiza simulação e o de Gomide

(2009) que cita requisitos necessários para esse tipo de laje em situação de incêndio, demonstrando que a área carece de estudos experimentais

## 1.2 JUSTIFICATIVA

No Brasil, muitas normas que regem a segurança contra incêndio são elaboradas, ou revisadas quando ocorrem tragédias, como os incêndios nos edifícios Andraus em 1972, Joelma em 1974 e na Boate Kiss com 16, 179 e 254 vítimas fatais, respectivamente. (RODRIGUES, 2016). Possivelmente atualizações normativas ocorrerão devido ao caso do primeiro semestre de 2018 no desabamento do prédio Wilton Paes de Almeida que teve 7 mortes confirmadas (BBC, 2018). A influência da resistência ao fogo chama a atenção em alguns deles devido ao colapso global da estrutura, como no World Trade Center, em 2001 (COSTA; RITA; PIGNATTA, 2004), Winsor Tower em 2005 na Espanha (FLETCHER et al., 2006) e mais recentemente o edifício com estrutura de concreto armado localizado em São Paulo, Wilton Paes de Almeida, no mês de maio de 2018, que apresentava diversos problemas sociais e políticos, refletindo na segurança contra incêndio da edificação. (BBC, 2018).

No fim da década de 90, o uso de lajes pré-moldadas, principalmente as que utilizam blocos de enchimento possuem uma participação no mercado de 40%, de acordo com a Associação Brasileira da Indústria de Lajes (ABILAJE) no jornal informativo Lajes do Futuro (1998). Segundo Elliott (2002), a indústria de pré-fabricados não acompanha o andamento das pesquisas acadêmicas, devido à baixa quantidade de pesquisadores nesta área em comparação a outros tipos de estrutura, como as metálicas, chegando a relação de 1/30.

Comparando-se muitas situações, concretos protendidos utilizados em estruturas são mais econômicos quando comparados principalmente frente a manutenção em relação a estruturas de madeira, ou de aço. Se comparadas diretamente com estruturas de concreto armado, as de concreto protendido possuem vantagens quanto ao controle de fissuração na região tracionada dos trechos submetidos a flexão. (HANAI, 2005)

Visto a importância da segurança contra incêndio, normas de projeto fazem-se necessárias, o que não ocorre em situações de lajes do tipo vigota e tavela cerâmica. De acordo com Gomide et al. (2009), estes elementos são dimensionados

conforme o método simplificado de Hertz do Eurocode 2 (CEN-1-2, 2008), que resulta em momentos resistentes menores do que os momentos atuantes no caso de lajes com vigotas protendidas com um TRRF de 30 minutos. Portanto faz-se necessário o estudo experimental deste tipo de laje para a avaliação da resistência mecânica em conjunto com os fatores de isolamento térmico e estanqueidade a gases quentes e a fumaça, a fim de avaliar em escala real o TRF da estrutura e a aplicação da mesma em diferentes tipos de obras, visto que estudos experimentais em escala real fornecem resultados precisos e realísticos, servindo como contribuição para o desenvolvimento e aprimoramento de métodos de dimensionamento teóricos e métodos de simulação computacional.

### 1.3 OBJETIVOS

#### 1.3.1 Objetivo Geral

Avaliar experimentalmente o tempo de resistência ao fogo de lajes pré-fabricadas de vigota protendida e tavela cerâmica

#### 1.3.2 Objetivo Específico

- a) Analisar o isolamento térmico proporcionado por estas lajes durante uma situação de incêndio;
- b) Analisar a estanqueidade proporcionado por estas lajes durante uma situação de incêndio;
- c) Discutir o desempenho de vigotas de concreto com armaduras pré-tensionadas durante uma situação de incêndio;
- d) Analisar as deformações desenvolvidas nesta laje durante uma situação de incêndio;
- e) Avaliar a de resistência à compressão das vigotas e das nervuras após serem expostas às altas temperaturas.
- f) Discutir sobre a perda de resistência destas lajes após exposição ao calor;

## **2 LAJES PRÉ-FABRICADAS COM VIGOTAS DE CONCRETO E TAVELAS CERÂMICAS DE ENCHIMENTO**

A NBR 14859-1 (ABNT, 2016) trata a laje pré-fabricada como um componente estrutural, composto por enchimento inertes, elementos estruturais pré-fabricados, armaduras e concreto, tratando as lajes como maciças, ou nervuradas unidirecionais. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) as lajes nervuradas podem ser compostas por nervuras pré-fabricadas, nas quais a zona de tração de momentos positivos seja localizada na nervura, já os espaços vazios podem ser preenchidos com material inerte.

Segundo Merlin (2002), os elementos pré-fabricados, tem uma das aplicações mais comuns em lajes de edifícios, para reduzir o peso próprio da estrutura, diminuir o uso de formas e diminuir a mão de obra de execução. Um dos tipos de laje são formadas por nervuras pré-fabricadas dispostas com um espaçamento suficiente para que o elemento de enchimento seja colocado entre as nervuras, que são comumente apoiadas em uma única direção, utilizando uma capa de concreto a fim de tornar esta estrutura monolítica. O comportamento estrutural de lajes com vigotas corresponde a lajes unidirecionais, sendo a vigota e o concreto moldado no local os responsáveis pela resistência da seção. (DROPPA JR.; EL DEBS, 2000)

As lajes formadas por vigota são compostas por elementos pré-fabricados unidirecionais, compostos por nervuras, as quais as vigotas representam esse papel, caracterizando esse tipo de laje como nervurada. Os elementos são de concreto (comum, protendido ou treliçado), e o material de enchimento inerte (cerâmico, concreto ou EPS) espaçados de maneira uniforme. (FLÓRIO, 2004). A Figura 1 demonstra uma obra em vigota treliçada com enchimento em lajota cerâmica em Santa Catarina.

Figura 1 – Obras em vigota e tavela cerâmica



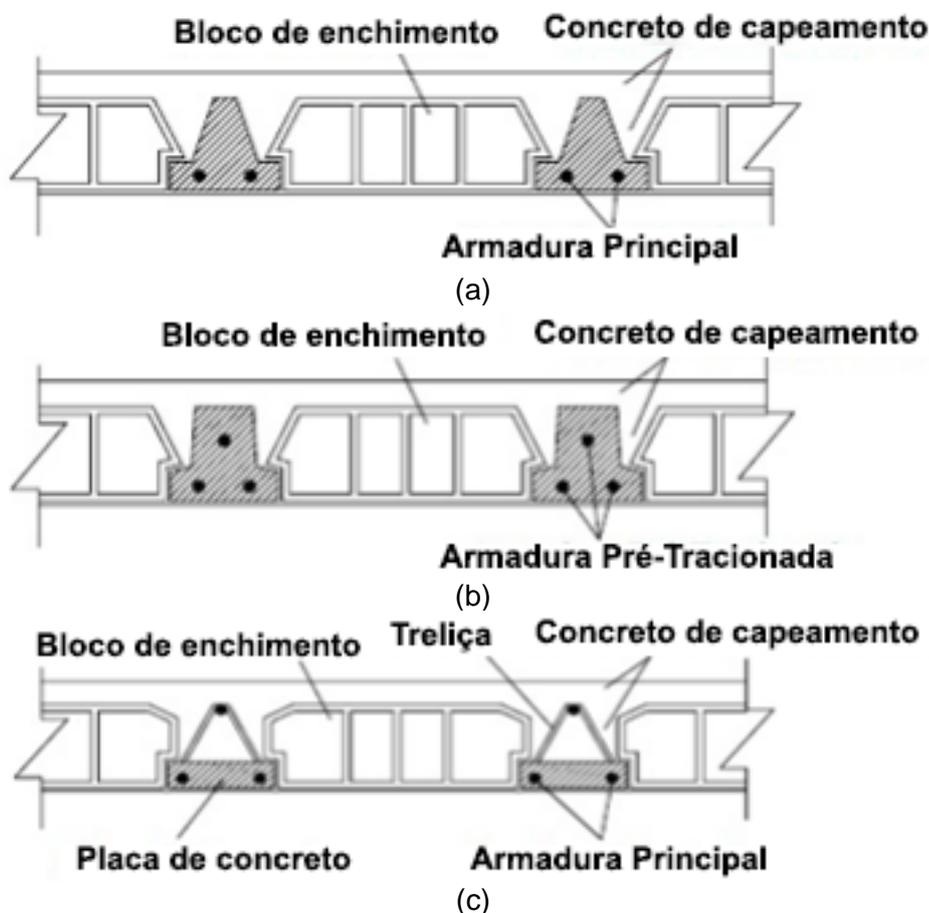
Fonte: Sistrel (2018)

Essas tipologias de laje são constituídas por elementos lineares, onde o elemento pré-fabricado pode ser encontrado em concreto armado (VC) de seção T invertida, em concreto protendido (VP) e em forma de treliça em uma base de concreto (VT), de acordo com a NBR 14859-1 (ABNT, 2017). A Figura 2 demonstra os tipos de lajes composta por (a) vigota comum, (b) vigota protendida e (c) vigota treliçada.

A principal desvantagem do seu uso é a maior propensão a atingir estado limite por deformações excessivas se comparadas com lajes maciças. Estruturalmente, podem ser unidirecionais ou bidirecionais. As unidirecionais são formadas por nervuras principais em uma direção, já as bidirecionais são compostas por nervuras principais em duas direções. (CUNHA, 2012). A utilização de lajes unidirecionais para pequenos e médios vãos é uma solução econômica e racionalizada, mas apresentam um comportamento essencialmente de viga, perdendo importantes vantagens do comportamento de placa.

Afirma Melo (2004) que os sistemas estruturais baseados em lajes pré-fabricadas visam principalmente minimizar o uso de fôrmas de madeira na obra, com grandes vantagens como: redução das perdas de concreto, racionalização do uso da armadura, melhor compatibilização e soluções construtivas de projeto, melhor sistema de vibração das peças, rapidez na montagem, redução no ciclo dos pavimentos, maior segurança no canteiro e diminuição da mão-de-obra.

Figura 2 – Tipos de nervuras



Fonte: Silva (2005)

As lajes nervuradas podem ser entendidas como um avanço da laje maciça, pois elimina o volume de concreto abaixo da linha neutra, onde atuam os esforços de tração, reduzindo o peso próprio da estrutura. Mas nem todo concreto abaixo da linha neutra pode ser eliminado, uma vez que as nervuras são necessárias para alojar a armadura de tração. Sendo assim, utilizam-se elementos de enchimento entre elas. As nervuras são interligadas entre si por uma capa de concreto que as solidariza, permitindo que trabalhem em conjunto (comportamento monolítico). Assim é possível utilizar alturas maiores, sem aumentar o peso próprio, possibilitando braços de alavanca maiores do que em lajes maciças equivalentes, aumentando a rigidez do conjunto com maior eficiência do aço e do concreto. As nervuras pré-fabricadas são elementos esbeltos e dispostos geralmente ao longo do menor vão e elementos de enchimento entre as nervuras. (MEDRANO, 2005).

Existem basicamente duas maneiras de dispor as nervuras. A primeira é dispor as nervuras apenas em uma direção, e essa configuração é denominada de

laje unidirecional, e é normalizada pela NBR 14859-1 (ABNT, 2016). A segunda, além de dispô-las em uma direção, executar transversalmente nervuras moldadas in loco com o mesmo espaçamento das nervuras longitudinais, e essa configuração é denominada de laje bidirecional.

As lajes pré-fabricadas podem ser aplicadas em edifícios residenciais, comerciais, pontes, viadutos, fábricas e pequenas habitações. Devido principalmente à facilidade de execução, têm se tornado uma opção bastante viável frente a outras tipologias. As instalações elétricas podem ser embutidas na capa de concreto, apoiadas sobre os elementos de enchimento, e no caso de se utilizar nervuras treliçadas podem passar por entre os banzos da treliça. Para instalações hidrosanitárias não é recomendável o seu embutimento, pois como a laje é um elemento deformável pode provocar a ruptura da tubulação prejudicando o uso, obrigando a demolição de parte da laje para reparo. Com relação às fôrmas e escoramentos Carvalho e Figueiredo Filho (2004) comentam que os elementos pré-moldados têm a capacidade além de suportar seu próprio peso, suportar os elementos de enchimento, o concreto da capa e uma pequena carga acidental durante as fases de montagem e concretagem, para um vão de até 1,5 m.

Desta maneira o uso de fôrmas tradicionais e escoramentos é bem menor quando comparado com as lajes maciças. A Tabela 1 exemplifica as reduções encontradas em comparação com lajes maciças e os três tipos de lajes VC, VP e VT pelo catálogo técnico da empresa Construrohr para edificações residenciais com vão de 4,65m, carga acidental de 150 kgf/m<sup>2</sup> e carga permanente de 100 kgf/m<sup>2</sup>.

Tabela 1 – Tipos de lajes

Características	Laje maciça 10 cm	Laje de 12 cm com vigota comum	Laje de 13 cm com vigota treliçada	Laje de 13 cm com vigota protendidaL
Peso próprio (kgf/m <sup>2</sup> )	250	225 (- 10%)	207 (- 17,2%)	202 (- 19,2%)
Consumo de concreto (L/m <sup>2</sup> )	100	57 (- 43%)	64 (- 36%)	52 (- 48%)
Área de formas (m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> )	1	0 (- 100%)	0 (- 100%)	0 (- 100%)
Quantidade de linhas de escora	5 (1 linha a cada 0,8 m)	3 (1 linha a cada 1,2 m) (- 40 %)	3 (1 linha a cada 1,2 m) (- 40%)	1 (1 linha a cada 3,0 m) (- 80 %)

Fonte: Catálogo de especificações técnicas Construrohr (2018).

Segundo Di Pietro (1993), uma limitação dessa solução estrutural para prédios de grandes proporções é a ação do vento, pois a estrutura não forma um diafragma rígido para atuar no contraventamento. O autor salienta ainda que o uso desse tipo de laje deve ser analisado com cuidado quando se trata de VC em lajes de usos industrial ou comercial quando apresentarem vãos e sobrecargas inapropriados, assim como em locais onde predominam cargas dinâmicas ou concentradas.

Quanto aos blocos de enchimentos, os mesmos podem ser cerâmicos, de concreto ou de EPS. Os cerâmicos são conhecidos também como tavela ou lajota, são difundidos no mercado por apresentarem baixo custo e boa aderência com o concreto de capeamento. De acordo com Gaspar (1997), a altura dos blocos pode variar de 7 cm a 25 cm, enquanto que a largura é geralmente maior que 25 cm e o comprimento 20cm. A Figura 3 exemplifica famílias de blocos cerâmicos de um fabricante da região do Vale do Rio Caí.

Figura 3 – Família de blocos cerâmicos



Fonte: Cerâmica Kaspary, 2018

Neste caso, os blocos de concreto são menos utilizados, apesar de apresentarem melhor resistência mecânica. Os blocos de EPS são utilizados para aliviar o peso próprio da estrutura e permitir um maior espaçamento entre as nervuras, além apresentarem menor geração de resíduos e facilidade de montagem pelo menor peso. (CUNHA, 2012). Esse tipo de material geralmente apresenta dimensões padronizados em 400x125x100 cm.

O capeamento de concreto realizado sobre os blocos de enchimento tem a função de distribuir a carga das lajes, além de contribuir para a resistência a compressão e melhorar a rigidez da estrutura, formando uma estrutura monolítica. De acordo com a NBR 14859-1 (ABNT, 2016), o concreto deve atender, no mínimo, a classe de resistência C20, ou seja, ter um fck de 20 MPa aos 28 dias de idade. A

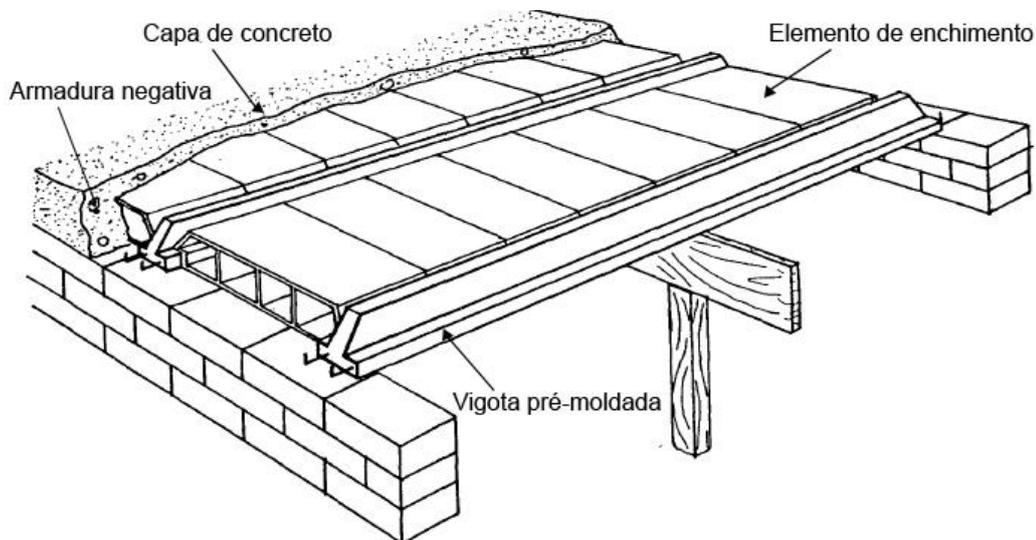
espessura do concreto varia de acordo com o projeto, não sendo, geralmente, menor do que 4 cm.

## 2.1 LAJES VIGOTA E TAVELA EM TEMPERATURA AMBIENTE

Os alemães foram os pioneiros no sistema de laje com vigotas pré-fabricadas e por blocos de enchimento inerte, onde havia aplicação de capa de concreto a fim de tornar a laje homogênea. Muitos países europeus adotaram esse sistema devido a facilidade de execução e aos custos baixos. Esse processo construtivo está amplamente difundido no mundo e em praticamente todo o Brasil. (RIBAS; CLADERA, 2013).

O sistema vigota e tavela é utilizado bem como foi criado, ou seja, com capa de concreto, armadura longitudinal, elemento de enchimento, vigotas pré-fabricadas e eventualmente foros, conforme indicado na Figura 4.

Figura 4 – Sistema vigota e tavela cerâmica



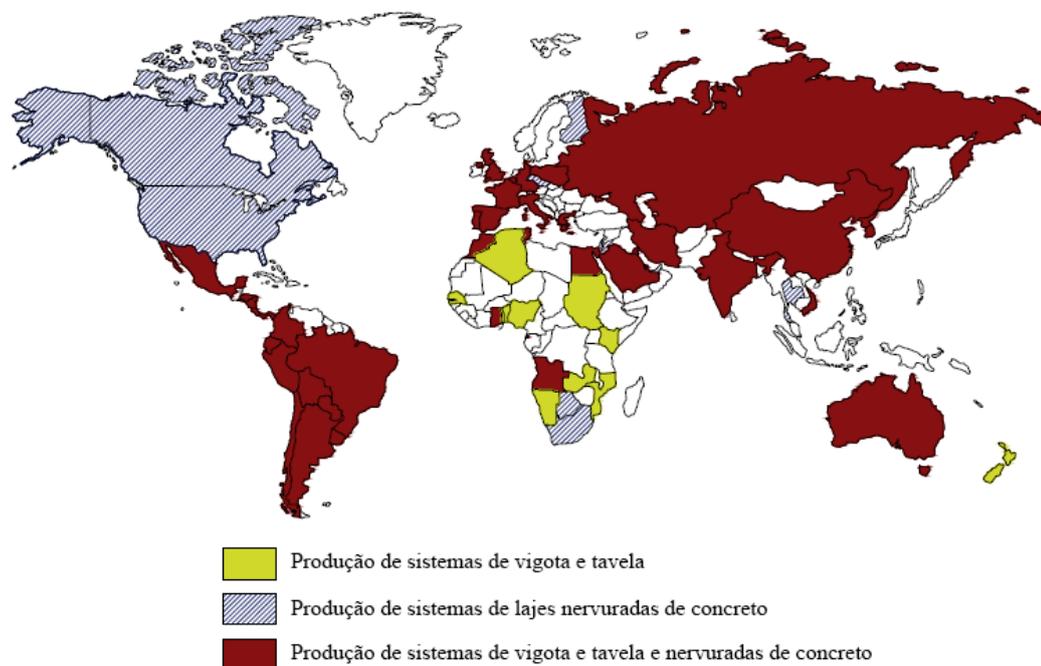
Fonte: Adaptado de DI PIETRO (1993, p.20)

Apesar de ser um sistema muito antigo, utilizado no Brasil desde a década de 70 (CARVALHO, et. al., 2005), segundo Ribas e Cladera (2013), o mesmo ainda é muito utilizado no mundo, conforme demonstrado na Figura 5.

A adaptação desse sistema com concreto protendido para as vigotas pré-fabricadas se deu a partir da união da invenção do concreto protendido em 1928 por Eugène Freyssinet em conjunto com elementos de vigota e tavela patenteados em 1935 nos Estados Unidos por Rutten. (SHUSHKEWICH, 2012). Esse sistema evoluiu

e hoje encontra-se difuso pelo mundo, sendo fabricado em escala massiva em pistas de protensão de 100 m a 200 m.

Figura 5 – Países catalogados com uso de vigotas para sistemas pré-fabricados



Fonte: Adaptado de RIBAS; CLADERA (2013, p.429)

Como vantagens que o sistema propõe pode-se citar a economia de formas e em alguns casos até a dispensa da mesma, ganho de velocidade de execução, economia de mão de obra, menor peso próprio da estrutura. (DROPPA JR., 1999). Como desvantagens, Droppa Jr. (1999) cita que de modo geral, essa estrutura não possui um comportamento monolítico com a estrutura geral, o que torna desfavorável ao contraventamento da edificação. E em caso de grandes vãos para as VC e VP torna-se difícil o manuseio da peça devido ao alto peso próprio, podendo ser utilizados equipamentos mecânicos para o transporte.

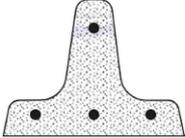
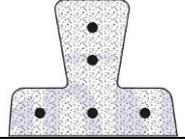
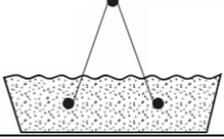
### 2.1.1 Vigotas pré-fabricadas

A NBR 14859-1 (ABNT, 2016) define vigota pré-fabricada como sendo um tipo de elemento estrutural, com utilização de concreto de, no mínimo, classe C20, controlado o concreto de fabricação de acordo com a NBR 12655 (ABNT, 2015). Geralmente, esses elementos são moldados em empresas de pré-fabricados, sob rigoroso controle de qualidade. (RIBAS; CLADERA, 2013).

Ainda, conforme a norma supracitada, a distância entre as disposições das vigotas se dá pelo intereixo, que é ditado pela dimensão dos elementos de enchimento inertes utilizados e classificados pela NBR 14859-2 (ABNT, 2016), tendo como dimensão mínima 35 cm de intereixo para as VC, 37 cm para as VP e 40 cm para as VT, podendo ser maior de acordo com a família de bloco a ser utilizada. A Tabela 2 demonstra definições básicas dos tipos de vigotas previstos em norma.

De acordo com a NBR 9062 (ABNT, 2017), os cobrimentos da armadura devem ser determinados pela NBR 14432 (ABNT, 2001) e pela NBR 15200 (ABNT, 2005), dependendo do ambiente de agressividade previsto em projeto e da classe do concreto, classificados conforme NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 2 – Tipos de vigota padronizadas pela NBR 14859-1 (ABNT, 2016)

Tipo de vigota	Tipo de armadura principal	Seção típica	Ilustração
Comum	Passiva (fios ou barras)	“T” invertido	
Protendida	Ativa (fios aderentes)	“T” invertido	
Treliçada	Treliçada eletrossoldada	Placa de concreto com armadura treliçada.	

Fonte: Adaptado da NBR 14859-1 (ABNT, 2016)

### 2.1.2 Elemento de enchimento

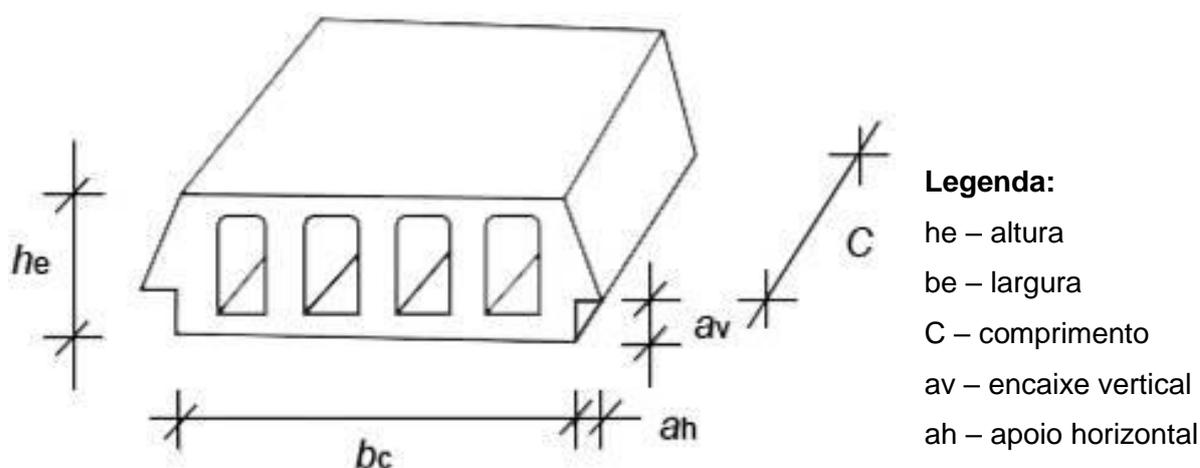
É um elemento pré-fabricado não estrutural, composto por materiais inertes diversos, sendo maciços ou vazados, intercalados entre as vigotas, com a função de reduzir o peso próprio da laje e servir de fôrma para a capa de concreto. Os materiais mais utilizados são cerâmicos, EPS, concreto autoclavado, ou ainda, uma mistura destes, conforme NBR 14859-2 (ABNT, 2016).

Conforme a norma supracitada, independente do material constituinte, os elementos utilizados devem ter resistência característica à carga mínima de ruptura de 1,0 kN, suficiente para suportar as cargas e esforços de trabalho durante a montagem e concretagem da laje. Para elementos com dimensões entre 6 cm e 8 cm é admitida resistência característica para suportar a carga mínima de ruptura de

0,7 kN. As dimensões variam de acordo com o material e do tipo de ruptura do mesmo.

Como este trabalho se aterá no enchimento de material do tipo lajota cerâmica, este será aprofundado, demonstrando a nomenclatura usual das dimensões na Figura 6. As dimensões de altura podem variar entre 60 mm e 290 mm, enquanto que a largura pode variar entre 270 mm e 500 mm. Já em relação ao comprimento, são apresentadas três famílias, 100 mm, 200 mm e 250 mm. Já os apoios estão padronizados na largura de 15 mm e na altura de 30 mm.

Figura 6 – Lajota cerâmica e a nomenclatura de suas dimensões



Fonte: Adaptado da NBR 14859-2 (ABNT, 2016)

As lajotas cerâmicas são utilizadas há anos na execução de lajes pré-fabricadas, pois apresentam aderência ao concreto, baixo custo e encontra-se em diversas regiões do país. (GASPAR, 1997). Lopes (2012) elenca a facilidade de execução como um fator positivo, pois não requer mão de obra especializada e é um material difundido.

### 2.1.3 Armadura Complementar

Conforme a NBR 14859-1 (ABNT, 2016) pode haver cinco tipos de armaduras, sendo elas:

- “a. Longitudinal (*Sct*): armadura utilizada em lajes treliçadas, quando for impossibilitada a integração de toda a armadura passiva de tração (*Sat*) necessária na vigota treliçada;
- b. Transversal (*St*): armadura que compõe a armadura das nervuras transversais (NT);

- c. Distribuição (*S<sub>d</sub>*): armadura posicionada da capa em direções transversais e longitudinais, quando necessária, para a distribuição de tensões oriundas de cargas concentradas e para controle de fissuração;
- d. Superior de tração (*S<sub>st</sub>*): armadura disposta sobre os apoios nas extremidades das vigotas, acompanhando o alinhamento das nervuras longitudinais (NL) sendo posicionada na capa. A armadura superior de tração proporciona a continuidade da nervura longitudinal (NL) com o restante da estrutura, dificultando a fissuração e resistindo ao momento fletor negativo;
- e. Outras: armaduras especificadas caso a caso, utilizadas para atender as necessidades particulares de cada projeto”.

A Tabela 3 demonstra os tipos de barras utilizadas na construção de elementos pré-fabricados, demonstrando a sua respectiva norma.

Tabela 3 – Diâmetro e normas para barras utilizadas em lajes pré-fabricadas

Produto	Norma	Diâmetro nominal mínimo (mm)
Barras/fios de aço CA 50 e CA 60	ABNT NBR 7480	6,3 (CA 50)
		4,2 (CA 60)
Tela de aço eletrossoldada	ABNT NBR 7481	3,4
Fios de aço para protensão	ABNT NBR 7482	3
Armadura treliçada eletrossoldada	ABNT NBR 14859-3	Diagonal (senosóide): 3,4 Banzo superior: 6,0 Banzo inferior: 4,2

Fonte: Adaptado da NBR 14859-1 (ABNT, 2016)

### 2.1.4 Capa de Concreto

Conforme relatado por Droppa Jr. (1999), Mérlin (2002) Cunha (2012), a NBR 14859 (ABNT, 2002) e a NBR 6118 (ABNT, 1982) na sua versão anterior dava especificações de altura de concreto para capeamento da viga e dos blocos. No entanto, na versão atual não há recomendações quanto ao uso de concreto complementar, ficando a critério do projetista. A NBR 14859 (ABNT, 2002) especificava 3 cm para elementos com enchimento de cerâmica, como relação a esse valor pode ser citada a EF-96 (2004), que adota ainda nos dias de hoje 4 cm de cobrimento de concreto. Assim, pode-se dizer que o capeamento é uma variável de escolha do executor.

Conforme a norma EN 15037 (EN, 2004), o conjunto de vigota e capeamento de concreto pode atuar como diafragma rígido se a espessura da capa for de, pelo menos, 4 cm, quando situada acima do elemento de enchimento e 3 cm quando se situar acima da vigota de concreto.

## 2.2 FUNDAMENTOS DE DIMENSIONAMENTO DE LAJES VIGOTA E TAVELA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

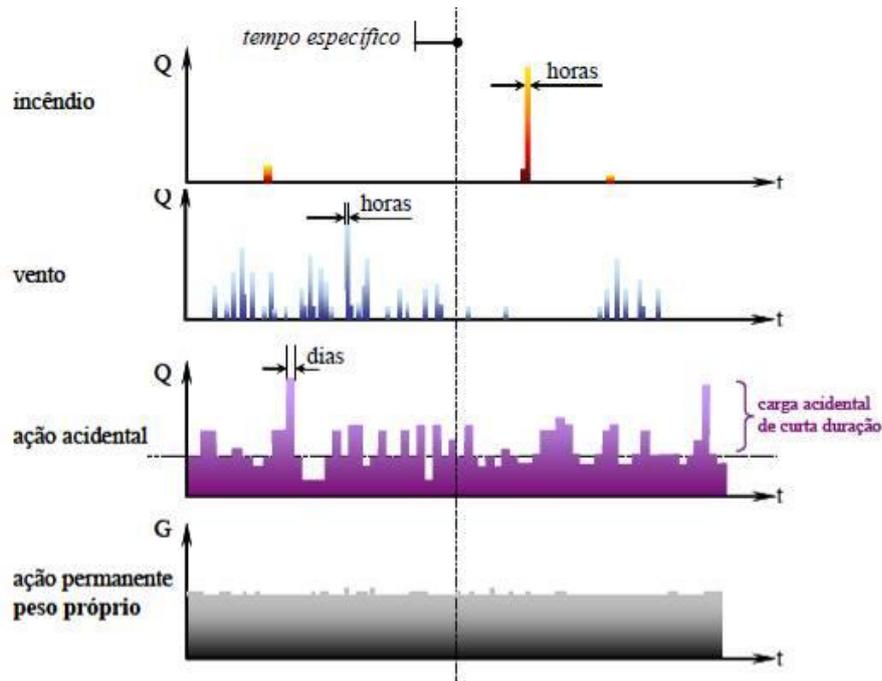
Na sequência são apresentados os requisitos normativos para dimensionamento de lajes vigota e tavela em situação de incêndio, bem como as solicitações de projeto.

### 2.2.1 Solicitações de Projeto: Combinação das Ações

A verificação estrutural em situação de incêndio ocorre apenas nos ELU (Estados Limites Últimos) para combinação das ações definidas no país pela NBR 8681 (ABNT, 2004). No caso de ações excepcionais, isto é, de pouca probabilidade de ocorrência como o caso do incêndio, considera as cargas que atuam em situação ambiente minoradas, pois caso elas fossem consideradas majoradas, tornariam a estrutura antieconômica. Os métodos analíticos levam em consideração essa reserva estrutural em situação excepcional de incêndio (VARGAS; SILVA, 2005). Ainda conforme os autores, a temperatura ambiente as ações que mais geram esforços nas estruturas são as do peso próprio e a de vento. Já em situação de incêndio considera-se o fluxo de calor que parte do fogo em direção a estrutura, ação essa que causa a redução das resistências e esforços adicionais. A Figura 7 apresenta as ações que ocorrem durante a vida útil de um prédio durante um determinado tempo.

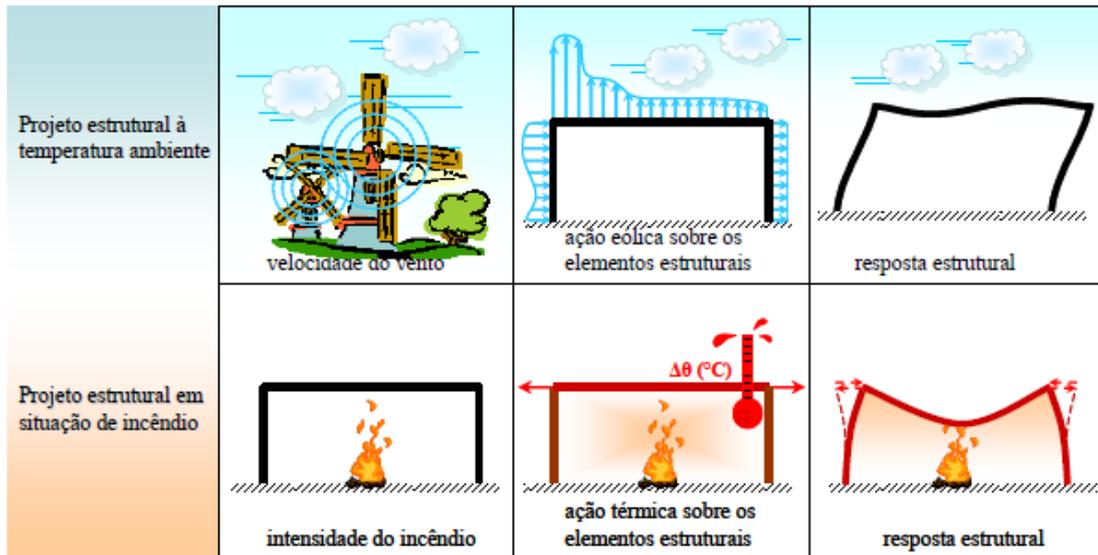
A Figura 8 exemplifica o motivo de em de estruturas expostas ao fogo serem desconsideradas as ações do vento, demonstrando a ação das mesmas durante a vida útil das estruturas.

Figura 7 – Frequência das ações durante a vida útil da estrutura



Fonte: Adaptado de COSTA (2008)

Figura 8 – Exemplo de deformações causadas pelo vento e pelo fogo em estruturas



Fonte: COSTA (2008)

### 2.2.2 Determinação da resistência ao fogo por meio dos métodos tabulares e experimentais da NBR 15200

Os métodos tabulares da NBR 15200 (ABNT, 2012) e de outras normas internacionais baseiam-se na medição da temperatura das armaduras ativas ou

passivas principais (KODUR; GARLOCK; IWANKIW, 2012), devido ao aço ser o elemento mais estruturalmente sensível às altas temperaturas (SILVA, 2012), sendo observada que para concreto armado a temperatura crítica é de 500°C e para concreto com armadura protendida é crítica estruturalmente a temperatura de 400°C. Nestas temperaturas o aço passa a trabalhar com coeficiente de segurança 1, de acordo com as tabelas da NBR 15200 (ABNT, 2012).

Em altas temperaturas, há dilatações térmicas diferenciais dos componentes do concreto endurecido. A baixa condutividade térmica do concreto em relação aos metais contribui para a formação de gradientes térmicos. Há pressões nos poros do concreto devido à evaporação da umidade, as quais conduzem à formação de tensões térmicas na microestrutura do concreto endurecido. Há redução progressiva de resistência em relação a elevação da temperatura, a qual deve ser considerada no projeto de edifícios visando à segurança estrutural em situação de incêndio.

#### 2.2.2.1 Método Tabular

Neste método basta atender as dimensões tabeladas de acordo com o elemento estrutural utilizado, respeitando ainda os limites da NBR 6118 (ABNT, 2014). As dimensões necessárias de serem atendidas são basicamente, largura da viga, espessura da laje, dimensões das seções transversais de pilares e tirantes e distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo. (c1). Ainda segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012) demonstram que os elementos de concreto armado rompem geralmente por flexão ou flexocompressão quando expostos a situação de incêndio em ensaios, portanto nesse método apenas a armadura longitudinal é considerada. Em elementos protendidos os valores de c1 devem ser acrescidos em 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

No caso de lajes, a norma supracitada fornece dimensões de espessuras mínimas para o dimensionamento de lajes e capas de lajes nervuradas submetidas às altas temperaturas na face inferior e estão apresentadas na Tabela 4.

Tabela 4 – Combinação de dimensões para vigas

TRRF min	Nervuras Combinações de $b_{\min}/c_1^a$			Capa <sup>b</sup> $h/c_1$ mm/mm
	1	2	3	
30	80/15			60/10
60	100/35	120/25	190/15	80/10
90	120/45	160/40	250/30	100/15
120	160/60	190/55	300/40	120/20
180	220/75	260/70	410/60	150/30

<sup>a</sup> corresponde a largura mínima da nervura ao nível do centro geométrico das armaduras.

<sup>b</sup> h é a altura mínima da laje para garantir a função corta-fogo.

<sup>c</sup> Os valores de  $c_1$  indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de  $c_1$  para as armaduras ativas são determinadas acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

### 2.2.2.2 Método Experimental

A NBR 15200 (ABNT, 2012) cita que o tempo de resistência ao fogo pode ser superior ao tabelado ou ao encontrado por método analítico, desde que sejam ensaiadas as estruturas por meio da NBR 5628 (ABNT, 2001). Os ensaios devem ser realizados em laboratórios nacionais ou internacionais, utilizando os critérios de simultaneidade.

Como não há controle confiável da ocorrência de “*spalling*”, por eles serem função de uma série de fatores que levam, a um comportamento imprevisível, os ensaios laboratoriais são necessários para determinar com precisão de que maneira que a estrutura se comportará frente ao incêndio (COSTA; FIGUEIREDO; SILVA, 2002). O método tabular fornece valores mínimos de dimensões dos elementos, em função do tempo requerido de resistência ao fogo, no entanto esses valores podem ser reduzidos se comprovada a resistência ao fogo por métodos de cálculo avançados empregados nas análises térmica e estrutural. A fim de garantir as funções de compartimentação e estabilidade estrutural no caso de elementos com diferentes dimensões às tabeladas, a resistência ao fogo deve ser analisada por métodos precisos, como o método experimental. (COSTA; SILVA, 2006).

## 2.3 LAJES VIGOTA E TAVELA EM ALTAS TEMPERATURAS

A seguir serão apresentadas as características das estruturas em situação de incêndio, destacando a parte resistente da laje que é a sustentação da vigota,

submetidas às altas temperaturas, demonstrando aspectos normativos e fenômenos que ocorrem nessa situação.

### **2.3.1 Resistência ao fogo das estruturas**

A segurança contra incêndio é dividida em duas grandes áreas de estudo, a reação ao fogo e a resistência ao fogo, sendo que quando o ambiente atinge o “*flashover*”, ou seja, combustão generalizada, as pessoas terão a resistência das estruturas ao fogo como aliadas no escape da edificação em situação de incêndio (PURKISS; LI, 2013). Portanto o estudo da resistência ao fogo é definido como habilidade de um elemento de compartimentar um ambiente, sem perder a estabilidade estrutural, a fim de conter as chamas que poderiam ser percoladas para cômodos adjacentes ao do início do foco de incêndio. (ONO, 2007; FRANSSEN et al, 2009). Conforme a NBR 14432 (ABNT, 2001) resistência ao fogo é a propriedade de um elemento de construção de resistir à ação do fogo por determinado período de tempo, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento, ainda conforme a mesma e a IT 08 (CBPMESP, 2018) os tempos requeridos de resistência ao fogo – TRRF são regulamentos para tipos de ocupações e classes de altura.

O TRF – tempo de resistência ao fogo é preconizado pela NBR 15200 (ABNT, 2012) como sendo o tempo ao qual um elemento estrutural, estando sob a ação do incêndio padrão, não sofre colapso estrutural. Este tempo pode ser avaliado por meio de ensaios experimentais de acordo com a NBR 5628 (ABNT, 2001) e ele depende do carregamento atuante na estrutura, do isolamento térmico, da estanqueidade a gases quentes e fumaça e integridade física do elemento (LI et al., 2017).

De maneira prática, o solicitado pelo corpo de bombeiros e pela NBR 14432 (ABNT, 2001) é o TRRF, conforme ocupação, grupo, altura e divisão. A Tabela 5 exemplifica três ocupações e a exigência de resistência ao fogo da norma.

Tabela 5 – TRRF de edificações residenciais, comerciais e de serviços gerais

Grupo	Ocupação / Uso	Classe P1	Classe P2	Classe P3	Classe P4	Classe P5
		$h \leq 6 \text{ m}$	$6 < h \leq 12 \text{ m}$	$12 < h \leq 23 \text{ m}$	$23 < h \leq 30 \text{ m}$	$h > 30 \text{ m}$
A	Residencial	30	30	60	90	120
C	Comercial	60	60	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	30	60	60	90	120

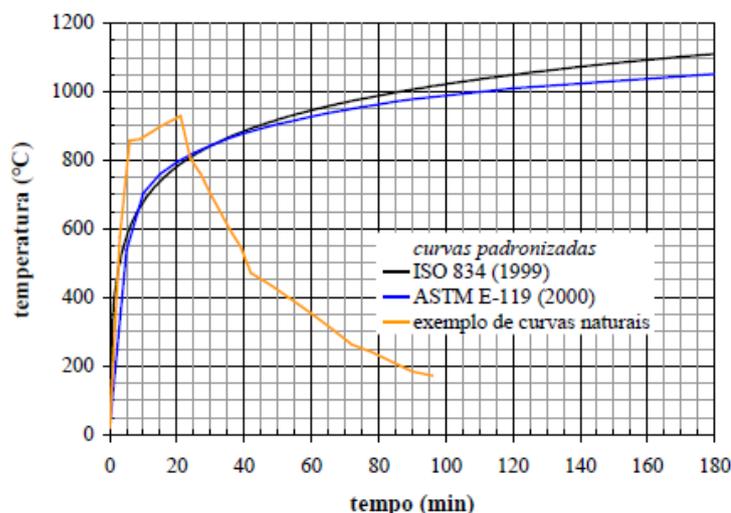
Fonte: Adaptado da NBR 14432 (ABNT, 2001)

### 2.3.2 Curva de Incêndio Padrão

Os incêndios que ocorrem na realidade variam muito de acordo com as características únicas do local, como carga de incêndio, dimensões do ambiente, aberturas, portanto as curvas naturais são variáveis, quando estudamos a segurança contra incêndio utiliza-se curvas de incêndio nominais. (COSTA, 2008). Para materiais celulósicos, a curva de incêndio mais conhecida é a padrão, disposta na norma ISO 834-1 (ISO, 1999), de modo que devido ser uma norma internacional busca uma uniformização entre as curvas de incêndio utilizadas na literatura americana e inglesa (COSTA & SILVA, 2006). A Figura 9 exemplifica a curva padrão da norma, seguindo os preceitos da Equação 1 que segue os padrões da equação abaixo, onde podemos identificar que as variáveis são:  $\theta_g$  é a temperatura dos gases quentes em graus Celsius,  $\theta_{g0}$  é a temperatura da atmosfera em graus Celsius no interior do compartimento no instante de tempo zero, sendo normalmente igual a 20°C e  $t$  é o tempo em minutos. Por ser uma curva logarítmica tem como característica ser crescente ao longo do tempo, não tendo consideração do tipo de material ou ambiente em que está sendo utilizada (PHAN et al., 2010).

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

Figura 9 – Curvas de incêndio padrão normalizadas



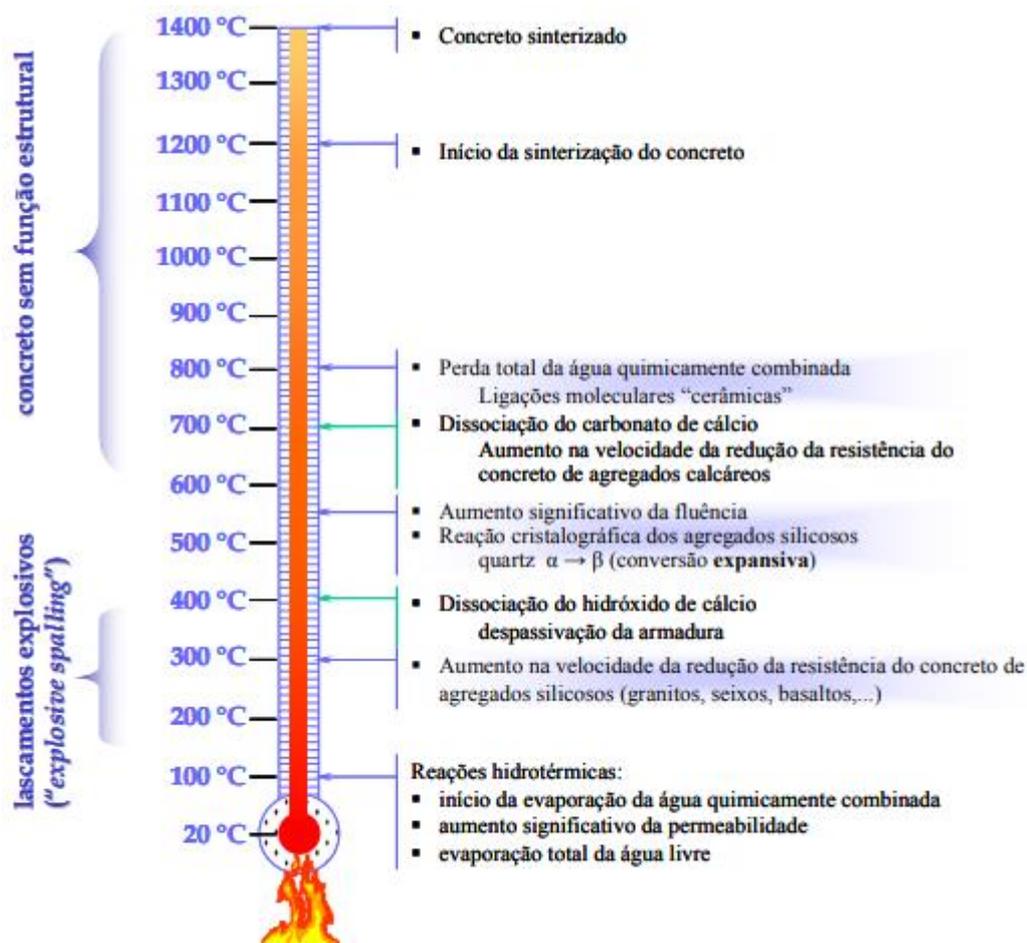
Fonte: Costa & Silva, 2002

A transferência de calor nos gases da atmosfera de incêndio para com um sólido se dá por convecção (WANG, 2002). Na NBR 15200 (ABNT, 2012) este calor de convecção dos gases com a laje é de  $25 \text{ W/m}^2\cdot\text{K}$ . Tanto a NBR 5628 (ABNT, 2001) e NBR 14432 (ABNT, 2001) recomendam o uso da curva padronizada pela ISO 834-1 (ISO, 1999).

### 2.3.3 Vigota pré-moldada

As vigotas pré-fabricadas são compostas de concreto, elemento que compõe estruturas e possuem vantagens frente a resistência ao fogo. A composição da mistura para formar o concreto e a dosagem dos elementos (fator água/cimento, fator cimento/mistura seca, teor de umidade) possibilitam combinações diferentes, que por consequência, tornam o concreto um material com propriedades distintas quando utilizado em temperatura ambiente, ou em altas temperaturas (COSTA, 2008). O calor específico e a condutividade térmica do material são as características mais importantes a serem analisadas, visto que o primeiro mede a variação térmica de um material ao receber calor, enquanto o segundo mede a propriedade física do elemento de conduzir o calor, que no caso do concreto tem valores baixos e por consequência têm seus vazios preenchidos por ar, ou água que retardam a condução do calor. (CALLISTER, 2002). A transformação da matéria do concreto quando aquecidos são demonstradas na Figura 10.

Figura 10 – Transformações do concreto em altas temperaturas



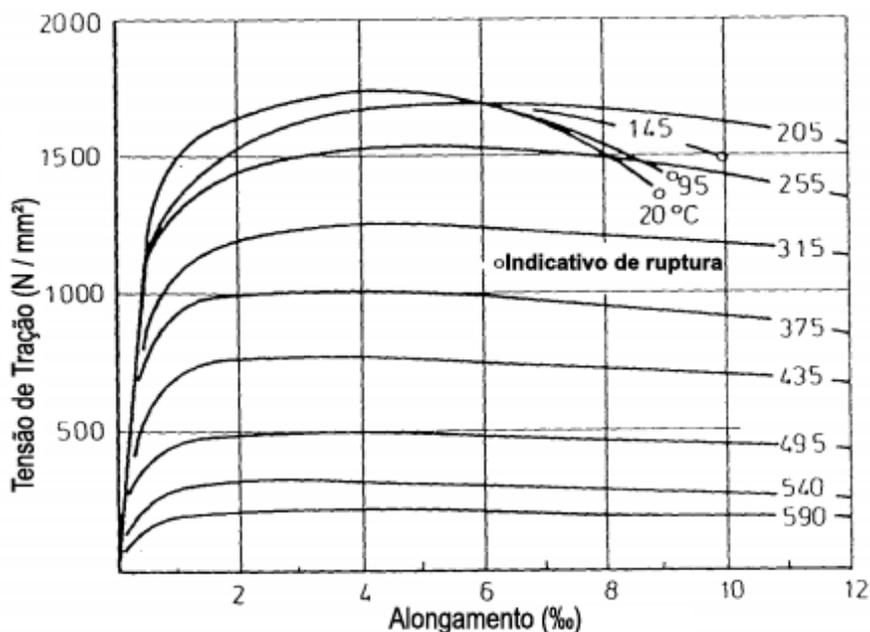
Fonte: COSTA (2008)

Quando exposto ao incêndio o concreto armado ou protendido pode apresentar perdas de seção de concreto, o que é reconhecido como fenômeno de "spalling", que pode ocorrer por uma série de fatores, incluindo a resistência, a densidade, a intensidade e o tipo de carga, a permeabilidade, quantidade de água, intensidade do fogo e tipo de agregado (HERTZ e SORENSEN, 2003; KODUR et al. 2004, HERTZ, 2005), enquanto que outros autores ainda justificam que o "spalling" é causado pela poro pressão ao longo do aquecimento (KALIFA et al., 2000; KODUR e PHAN, 2007). Quanto maior for a resistência e a densidade do concreto, menor é a permeabilidade, o que aumenta e induz o fenômeno de lascamento explosivo, o que pode expor as armaduras de protensão ao fogo. (ZHENG et al., 2010).

O aço utilizado nas vigotas com concreto protendido sofrem um decréscimo na resistência a tração quando expostos a altas temperaturas, bem como há redução no módulo de elasticidade, quando comparado para a relação tensão-

deformação para o aço de protensão em várias temperaturas, como demonstrado na Figura 11. (GRIFFIN; BEAVIS, 1992).

Figura 11 – Tensão-deformação relacionada a temperatura para aço de protensão



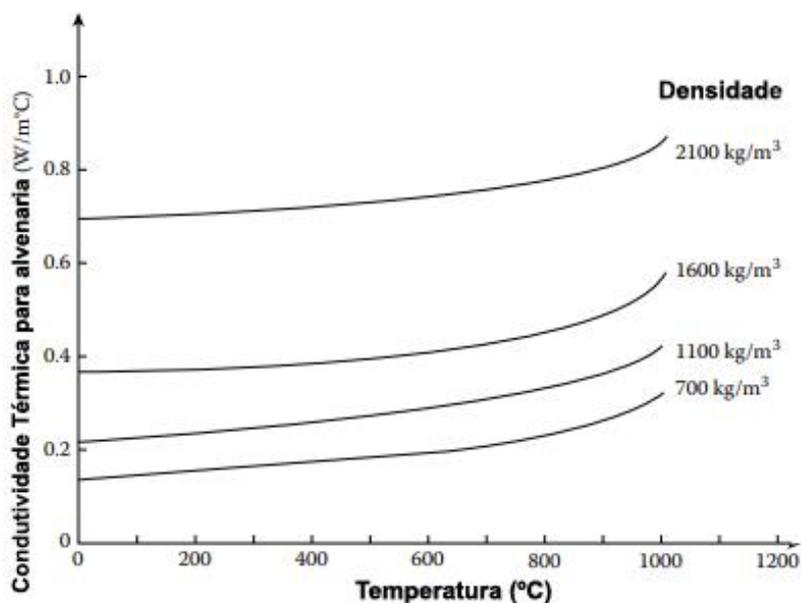
Fonte: GRIFFIN; BEAVIS (1992)

O principal fator que interfere na resistência ao fogo é o revestimento das barras de armadura, segundo os autores, falhas no aço ocorrerão com temperaturas próximas dos 400°C.

#### 2.3.4 Enchimento cerâmico

No processo de fabricação dos blocos cerâmicos, é realizada a queima do material, estreitando uma conexão entre os poros, garantindo a diminuição das poropressões durante um cenário de incêndio (NGUYEN et al., 2009). A condutividade térmica do bloco cerâmico varia conforme sua densidade, ou seja, quanto maior for esta propriedade, mais elevados são os valores de condutividade térmica, pois o material mais denso possui menos vazios., como demonstrado na Figura 12.

Figura 12 – Variação da condutividade térmica de blocos em razão da temperatura



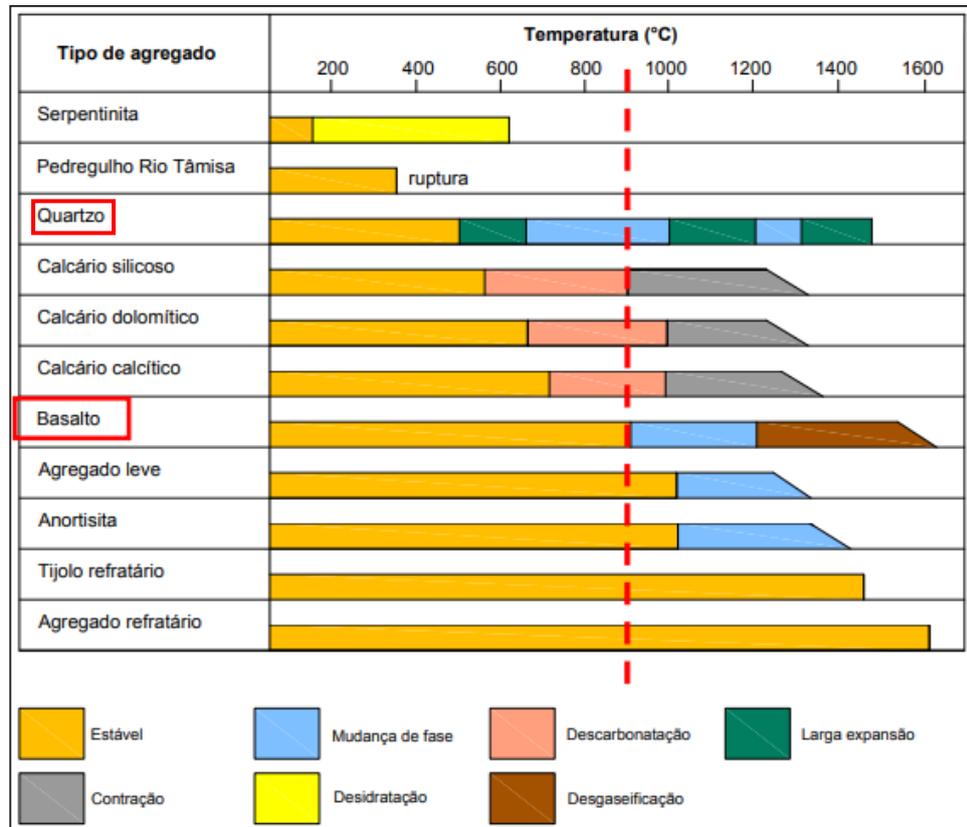
Fonte: Adaptado de Purkiss (2013)

O material cerâmico utilizado nos blocos, devido ao processo de cozimento para a sua fabricação, não sofre mudanças na sua microestrutura quando exposta às temperaturas inferiores a 1000°C (LAWRENCE; GNANAKRISHNAN, 1987 apud AYALA, 2011). A resistência ao fogo provida pelo bloco cerâmico é em função da sua densidade e de sua espessura. Quando sofrem carregamentos os blocos expostos ao fogo podem sofrer fragmentações, que nada mais são do que o desprendimento ou desintegração de partes da seção dos blocos, que reduzem a área resistente e também aumentam significativamente ao fogo (NGUYEN; MEFTAH, 2012).

### 2.3.5 Influência do agregado no concreto

As tensões térmicas que ocorrem no concreto estão diretamente ligadas ao tipo de agregado utilizado na concepção do elemento exposto ao fogo, sendo este elemento geralmente desconsiderado em trabalhos científicos, atribuídos a falta de conhecimento destes. A Figura 13 demonstra o comportamento dos agregados quando elevados a altas temperaturas (FIB, 2007). Em grande parte das normativas citam a influência dos agregados basálticos nessa situação, o qual tem ampla utilização no país (BRITTEZ, 2011).

Figura 13 – Comportamento de agregados em altas temperaturas



Fonte: Adaptado por Britez (2011) de FIB (2007)

Uma alternativa para melhorar o desempenho do concreto para manter as propriedades ao longo do tempo é a adição de fibras poliméricas (AMARAL et al., 2012), pois a evaporação das fibras gera poros que propiciam permeabilidade à evaporação. Essas fibras possuem temperaturas de fusão aos 150°C e desapropriação aos 400°C.

### **3 MATERIAIS E MÉTODOS**

A pesquisa desenvolvida foi fundamentada na análise e discussão de resultados de ensaios reproduzidos no Laboratório de Segurança Contra Incêndio do Itt Performance na Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Rio Grande do Sul.

Para tanto, foram respeitados o tempo de cura da capa de concreto de 28 dias, visto que este é o período usual. Caracterizações físicas e mecânicas das vigotas, dos blocos e do concreto de capeamento foram realizadas antes dos ensaios de resistência ao fogo. Nas análises em altas temperaturas, as lajes foram instrumentadas com leitores de temperatura ao longo da espessura, monitorando-os ao longo do tempo de ensaio, bem como o carregamento aplicado foi constante e as deformações da amostra foram anotadas.

#### **3.1 VARIÁVEIS DE ESTUDO**

Por sequência são apresentadas as considerações feitas sobre as variáveis do programa experimental proposto.

##### **3.1.1 Controláveis**

Os parâmetros controláveis ao longo dos experimentos foram o carregamento aplicado em cada laje ensaiada no forno horizontal, a natureza e a espessura da capa de concreto, bem como a armadura transversal utilizada, os quais são iguais para as lajes analisadas. Os fatores fixos seguidos no programa experimental são: (a) tipo do cimento: CP V; (b) traço do concreto de capa; (c) traço do concreto das vigotas; (d) quantidade de quatro fios de aço de diâmetro de 4mm por vigota; (e) curva de aquecimento padronizado da ISO 834-1 (ISO, 1999).

##### **3.1.2 Não controláveis**

No período de execução e ensaio das amostras, foi realizada com ajuda de um termo-higrômetro as medições de umidade e temperatura. No entanto as mesmas não são controláveis durante os seus períodos. Durante o aquecimento do forno as temperaturas iniciais dos ensaios são consideradas para ajuste na curva da ISO 834-1 (ISO, 1999).

### 3.2 ETAPAS EXPERIMENTAIS

Para cumprir com os requisitos experimentais foi proposta uma divisão de etapas, conforme Figura 14.

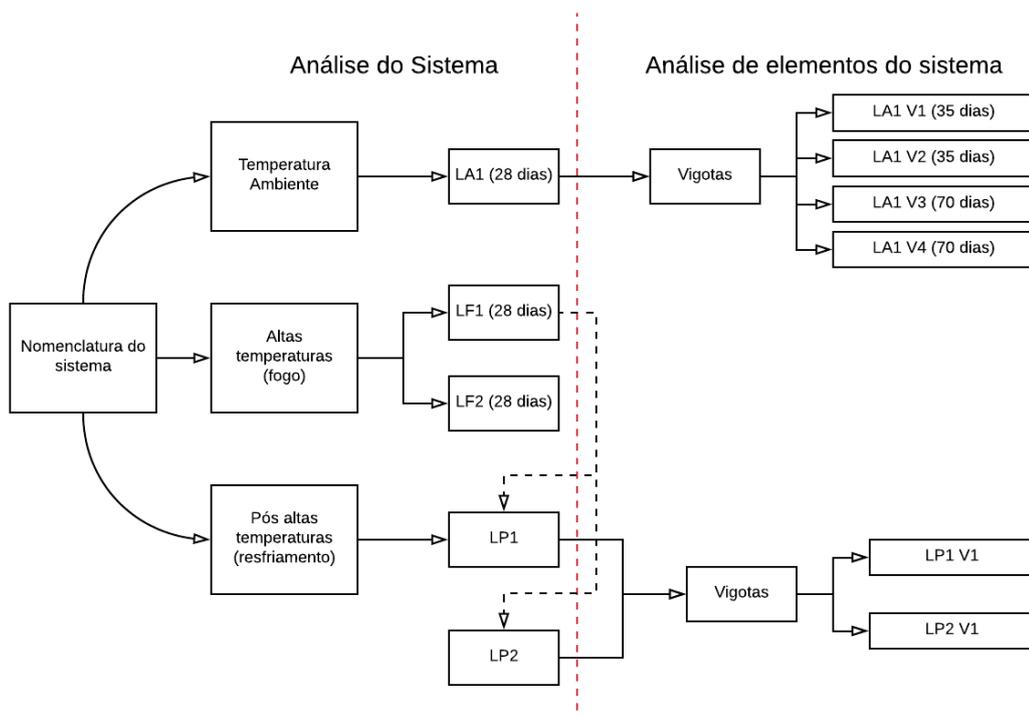
Figura 14 – Etapas de estudo



Fonte: Elaborado pelo autor

A fim de demonstrar a configuração dos ensaios e as nomenclaturas adotadas ao longo do trabalho, está apresentado na Figura 15 o fluxograma dos sistemas ensaiados.

Figura 15 – Fluxograma de terminologia dos sistemas



Fonte: Elaborado pelo autor

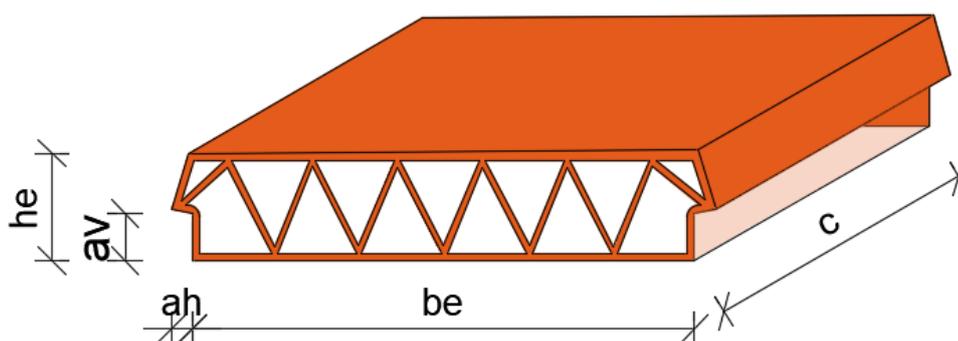
### 3.2.1 Etapa 1: Caracterização dos materiais e confecção das amostras

Esta constitui-se na caracterização dos materiais empregados na execução dos sistemas, que são os agregados graúdos e miúdos, os fios de aço, as telas cerâmicas, o concreto utilizado para a vigota e o concreto empregado para confecção da capa. Foi realizado o acompanhamento dos processos de fabricação das vigotas protendidas em uma indústria, base para a montagem da laje. É descrito também o desenvolvimento e definição do traço que foi utilizado para a dosagem da capa de concreto em laboratório, assim como a execução das nervuras por completo.

#### 3.2.1.1 Elemento de enchimento

As lajotas cerâmicas utilizadas são fabricadas em uma empresa de pré-fabricados, o qual utiliza cerâmica vermelha para a confecção dos blocos da família 8x37x20 cm (altura, largura e comprimento) com peso próprio de 600 kg/m<sup>3</sup> (Figura 13). Para caracterização do elemento foram submetidos os métodos avaliativos da NBR 14859-2 (ABNT, 2016) para caracterização foram utilizadas 13 telas de acordo com a Figura 16, tal qual recomendado por norma e descritos na Tabela 6.

Figura 16 – Tabela cerâmica 8x37x20 cm



Fonte: Elaborado pelo autor

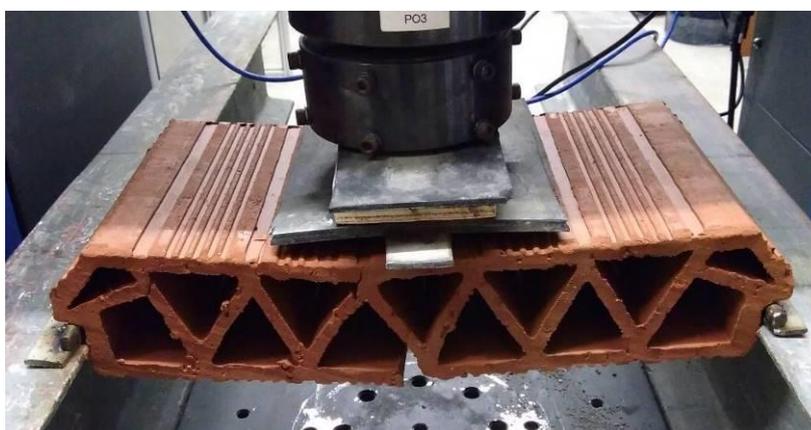
De acordo com os dados citados na Tabela 6 os blocos de enchimento utilizados na composição das amostras atendem as tolerâncias estipuladas por norma, dentro do limite de aceitação, demonstrando ainda que a cerâmica utilizada tem variabilidade nas cargas de rompimento, com desvio padrão alto, no entanto a NBR 14859-2 (ABNT, 2016) nada cita sobre o assunto. A Figura 17 demonstra a forma de rompimento brusco da tábua cerâmica no ensaio de caracterização.

Tabela 6 – Caracterização das tabelas cerâmicas

Designação	Caracterização geométrica					Caracterização mecânica
	Altura he (mm)	Largura be (mm)	Comprimento C (mm)	Largura do apoio ah (mm)	Altura do apoio av (mm)	Resistência característica (kN)
Hc 8/37/20						
NBR 14859-2	$\pm 80$	$370 \pm 3$	$200 \pm 3$	$15 \pm 3$	$30 \pm 2$	$\geq 0,7$
Amostra 1	83	369	203	16	31	1,57
Amostra 2	83	370	203	17	32	2,72
Amostra 3	82	370	203	16	32	2,77
Amostra 4	83	370	203	17	32	1,37
Amostra 5	82	370	203	17	32	2,56
Amostra 6	82	372	202	17	32	1,96
Amostra 7	82	370	203	17	32	1,88
Amostra 8	83	370	202	18	31	2,78
Amostra 9	82	370	202	17	32	1,75
Amostra 10	82	368	202	18	32	3,58
Amostra 11	82	370	203	18	31	1,37
Amostra 12	83	370	202	18	31	2,77
Amostra 13	82	370	203	18	32	2,68
Média	82,38	369,92	202,62	17,23	31,69	2,29

Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 17 – Forma de rompimento da tavela cerâmica



Fonte: Elaborado pelo autor

### 3.2.1.2 Cimento

O cimento utilizado foi o Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CPV-ARI), desenvolvido principalmente para a aplicação nas indústrias de pré-moldados e pré-fabricados, dada sua elevada resistência em baixas idades. O cimento

utilizado foi caracterizado quanto a suas propriedades químicas e físicas, de acordo com o fabricante e indicados na Tabela 7 e na Tabela 8, respectivamente.

Tabela 7 – Relatório dos ensaios químicos do cimento CPV-ARI empregado

Ensaio químicos	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SiO <sub>2</sub>	F <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	Perda fogo	CaO	Resíd. Insol.	Equiv. alcalina
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
Média	4,35	19,06	2,77	61,23	4,15	2,7	3,08	0,91	0,74	0,69
Sd	0,07	0,19	0,02	0,45	0,73	0,05	0,1	0,09	0,11	0,02
Mín.	4,27	18,8	2,73	60,75	2,85	2,63	2,96	0,79	0,55	0,67
Máx.	4,46	19,44	2,8	62	5,17	2,78	3,32	1,07	0,98	0,72

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 8 – Relatório dos ensaios físicos do cimento CPV-ARI empregado

Ensaio físicos	Expan. a quente	Tempo de pega		Cons. Nor- mal	Blaine	Finura		Resistência à compressão		
		(mm)	Início (min)			Fim (min)	(% )	(% )	#200	#325
	(MPa)									
Média	0,20	03:28	04:08	28,7	61,23	0,06	1,41	37,6	43,3	50,70
Sd	0,35	00:13	00:11	0,42	0,45	0,05	0,37	0,90	1,20	0,80
Mín.	0,00	03:10	04:00	28,2	60,75	0,01	0,80	36,2	41,8	49,10
Máx.	1,00	03:50	04:30	29,3	62	0,20	2,20	38,7	45,2	51,60

Fonte: Elaborado pelo autor

### 3.2.1.3 Agregados miúdos

Será apresentada a caracterização dos agregados miúdos utilizados na confecção das vigotas de concreto moldadas e da capa de concreto da laje. Os agregados miúdos são areia fina, areia natural e areia industrial, sendo que para a confecção das vigotas foram utilizados todos os tipos de areia, enquanto que para a capa de concreto foi utilizada apenas a areia natural. A origem dos materiais não foi revelada pela empresa. A Tabela 9 demonstra os ensaios realizados e os resultados de caracterização, bem como a composição granulométrica na Tabela 10.

Tabela 9 – Ensaio de caracterização do agregado miúdo

Ensaio	Método
Distribuição granulométrica da areia	NBR NM 248 (ABNT, 2003)
Dimensão máxima característica	NBR NM 248 (ABNT, 2003)
Módulo de finura	NBR NM 248 (ABNT, 2003)
Massa específica	NBR NM 52 (ABNT, 2009)
Massa unitária no estado seco	NBR NM 45 (ABNT, 2006)

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 10 – Composição granulométrica e caracterização física dos agregados miúdos

Abertura da peneira (mm)	Areia fina		Areia natural		Areia industrial	
	Retida	Acumulada	Retida	Acumulada	Retida	Acumulada
4,8	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,10%	0,10%
2,4	0,00%	0,00%	0,72%	0,72%	18,20%	18,30%
1,2	0,00%	0,00%	5,23%	5,95%	22,01%	40,31%
0,6	0,07%	0,07%	19,21%	25,16%	18,55%	58,86%
0,3	1,04%	1,11%	34,69%	59,85%	11,46%	70,32%
0,15	83,96%	85,07%	35,36%	95,21%	11,49%	81,81%
Fundo	14,93%	100,00 %	4,79%	100,00%	18,19%	100,00%
Dimensão máxima característica	0,3 mm		2,4 mm		4,8 mm	
Módulo de finura	0,86		1,87		2,7	
Massa específica	2,59 g/cm <sup>3</sup>		2,54 g/cm <sup>3</sup>		2,58 g/cm <sup>3</sup>	
Massa unitária	1,34 g/cm <sup>3</sup>		1,38 g/cm <sup>3</sup>		1,45 g/cm <sup>3</sup>	

Fonte: Elaborado pelo autor

### 3.2.1.4 Agregado graúdo

Tanto para a dosagem do concreto de capa quanto para a dosagem da vigota o agregado graúdo utilizado foi brita de zona granulométrica 4,75/12,5 (brita 0) não lavada. A origem do material não foi revelada pela empresa. Os ensaios realizados foram tais quais os informados na Tabela 11, bem como a composição granulométrica na Tabela 12.

Tabela 11 – Ensaios de caracterização do agregado graúdo

Ensaio	Método
Distribuição granulométrica da areia	NBR NM 248 (ABNT, 2003)
Dimensão máxima característica	NBR NM 248 (ABNT, 2003)
Módulo de finura	NBR NM 248 (ABNT, 2003)
Massa específica	NBR NM 53 (ABNT, 2009)
Massa unitária no estado seco	NBR NM 45 (ABNT, 2006)

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 12 – Composição granulométrica e caracterização física dos agregados graúdos

Abertura da peneira (mm)	Brita 0 natural	
	Retida	Acumulada
12,5	0,00%	0,00%
9,5	1,91%	1,91%
6,3	45,69%	47,60%
4,8	42,54%	90,14%
2,4	9,73%	99,87%
1,2	0,00%	99,87%
0,6	0,00%	99,87%
0,3	0,00%	99,87%
0,15	0,00%	99,87%
Fundo	0,13%	100,00%
Dimensão máxima característica	9,5 mm	
Módulo de finura	5,91	
Massa específica	2,72 g/cm <sup>3</sup>	
Massa unitária	1,368 g/cm <sup>3</sup>	

Fonte: Elaborado pelo autor

### 3.2.1.5 Fios de aço

Os fios de aço utilizados para as vigotas protendidas são do tipo CP 175 RB, protegidos em um pavilhão industrial dos meios agressivos. Foram extraídos três fios de trinta centímetros, a fim de verificar a resistência a tração do material, de acordo com os métodos da NBR 6349 (ABNT, 2008). A Tabela 13 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de caracterização do fio de diâmetro de 4mm utilizado.

Tabela 13 – Resultados de tração a 1% do alongamento nos fios de  $\varnothing = 4\text{mm}$

Amostra	Carga (kN)	Tensão última (MPa)	Deformação (%)	Módulo de elasticidade (GPa)
Fio 1	23,6	1839,0	0,70	234,7
Fio 2	23,2	1807,9	0,76	259,4
Fio 3	23,5	1832,0	0,78	241,4
Média	23,4	1826,3	0,75	245,2

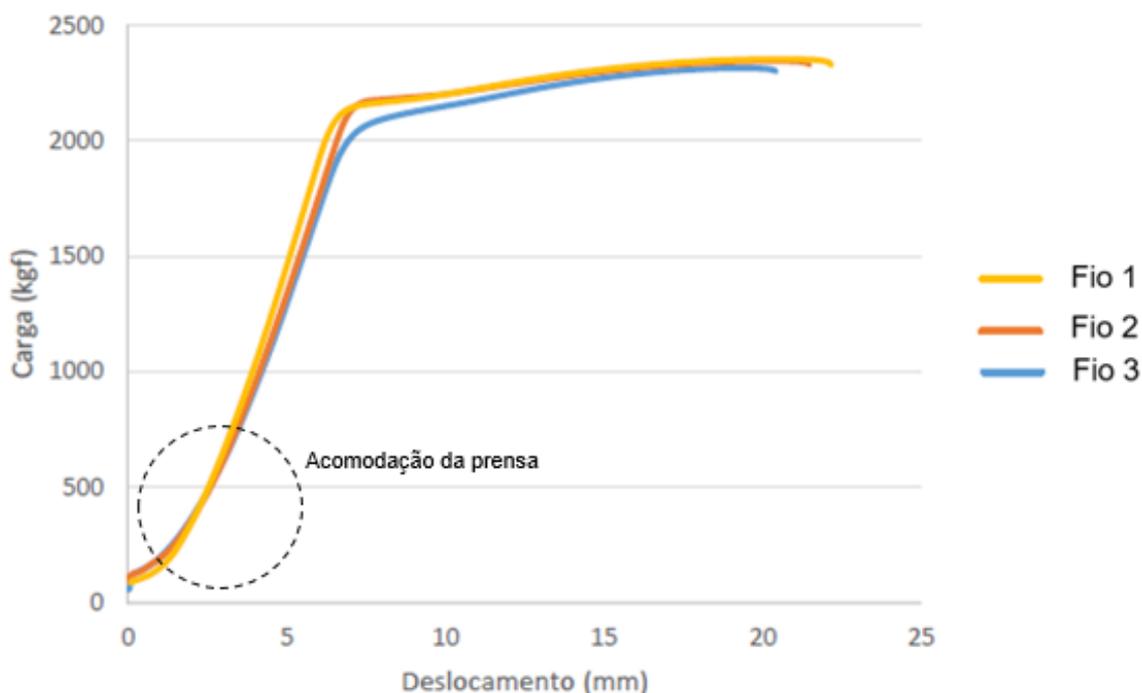
Fonte: Elaborado pelo autor

De acordo com a NBR 6349 (ABNT, 2008) o aço apresenta resultados dentro dos mínimos especificados para ser classificado como CP 175 RB.

A Figura 18 especifica os resultados de deslocamento ao longo da carga aplicada para os fios de aço de diâmetro de 4 mm, do qual o ensaio de

caracterização prevê alongamento à 1% do comprimento para a observação da tensão última do fio a esse instante.

Figura 18 – Gráfico de carga por deslocamento dos fios de  $\varnothing = 4\text{mm}$



Fonte: Elaborado pelo autor

### 3.2.1.6 Caracterização do concreto da vigota

As vigotas foram moldadas em uma empresa de pré-fabricados, com produção industrializada, com máquinas e equipamentos próprios. A produção das vigotas teve como objetivo principal o do controle do cobrimento da armadura inferior que é diretamente exposta ao fogo. De forma a rastrear o concreto produzido na indústria, foi realizado o acompanhamento do processo de fabricação das vigotas, sendo moldadas as vigotas com duas betonadas, moldadas em duas centrais diferentes (Central 1 e Central 2), a fim de ter uma escolha das vigotas de acordo com a resistência característica a compressão do concreto. Para cada betonada foram realizados ensaios de resistência à compressão axial, conforme NBR 5739 (ABNT, 2007). Os resultados médios, de cada betonada, para 2 dias (tomada de decisão de qual vigota utilizar) e 28 dias (data do ensaio da primeira amostra, LF1 na resistência ao fogo) são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Resistência característica na idade de ensaio do concreto das vigotas

Nome	Idade (dias)	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Força (kN)	F <sub>cj</sub> (MPa)
CP 1 Central 1	2	101,03	196,97	153,52	19,15
CP 1 Central 1	28	100,18	199,00	251,47	31,26
CP 2 Central 1	2	100,16	199,51	149,05	18,91
CP 2 Central 1	28	100,58	196,10	266,8	33,40
CP 1 Central 2	2	101,20	197,70	99,85	12,64
CP 1 Central 2	28	100,85	197,30	314,54	39,45
CP 2 Central 2	2	100,75	197,00	102,82	12,94
CP 2 Central 2	28	100,80	198,80	320,77	40,20

Fonte: Elaborado pelo autor

### 3.2.1.7 Caracterização do concreto da capa

O concreto da capa foi realizado nas dependências fixas do itt Performance, onde foram necessárias seis betonadas (B1 até B6) para a execução do sistema, sendo especificado pela empresa de pré-fabricados uma quantidade de 56 l/m<sup>2</sup> de laje. Foram realizados dois corpos de prova para cada betonada para ensaios de compressão axial, de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 2007), aos 7 dias de cura e aos 28 dias de cura. Os resultados são apresentados na Tabela 15 para a laje LF1 e na Tabela 16 para a laje LF2, onde é possível observar que o controle de qualidade do concreto esteve dentro do especificado, pois a classe de concreto pretendida era C20, com função de contrapiso, apenas para resistir os esforços de compressão imediata da carga aplicada pela estrutura de cargas, apresentada ao longo do trabalho na área de resistência ao fogo.

Tabela 15 – Resistência característica na idade de ensaio do concreto da capa LF1

Nome	Idade (dias)	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Força (kN)	F <sub>cj</sub> (MPa)
LF-1 B1	7	100,71	192,18	137,9	17,31
LF-1 B1	28	100,215	193,13	180,89	22,94
LF-1 B2	7	100,34	193,43	134,15	16,96
LF-1 B2	28	99,77	194,25	157,27	20,12
LF-1 B3	7	100,1	194,26	148,78	18,91
LF-1 B3	28	100,4	193,8	188,60	23,82
LF-1 B4	7	100,2	193,13	138,38	17,70
LF-1 B4	28	100,45	193,43	184,57	23,22
LF-1 B5	7	100,6	194,25	143,85	18,28
LF-1 B5	28	100,7	194,26	182,57	22,92

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 16 – Resistência característica na idade de ensaio do concreto da capa LF2

Nome	Idade (dias)	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Força (kN)	F <sub>cj</sub> (MPa)
LF-2 B1	7	100,12	193,88	95,81	16,27
LF-2 B1	28	100,2	196,86	128,07	20,05
LF-2 B2	7	100,22	195,85	148,52	18,83
LF-2 B2	28	100,00	194,44		22,81
LF-2 B3	7	99,605	194,88	71,75	14,88
LF-2 B3	28	99,87	197,00	101,3	20,07
LF-2 B4	7	99,685	197,04	110,71	14,19
LF-2 B4	28	99,89	197,48	162,40	20,72
LF-2 B5	7	100,03	192,3	115,52	14,70
LF-2 B5	28	99,99	198,73	156,21	20,02
LF-2 B6	7	99,66	193,38	74,99	14,19
LF-2 B6	28	99,83	196,97	110,69	20,20

Fonte: Elaborado pelo autor

### 3.2.1.8 Fabricação das vigotas

A fabricação das vigotas ocorreu durante o dia 21/08/2018. No mesmo dia foram fabricados dois lotes compostos por quinze vigotas de duas centrais moldadoras de concreto, sendo todas especificadas como de mesma resistência da classe C30 e quatro fios de 4mm para cada vigota protendida. A fabricante das lajes produz as vigotas por meio de uma moldadora (Figura 19), que se desloca por meio de trilhos em uma pista de 170 metros de comprimento. Após a moldagem das peças, é posicionada uma lona sobre a pista a fim de evitar a evaporação da água existente no concreto (Figura 20).

Figura 19 – Moldadora de vigotas protendidas



Fonte: Kaspary, 2017

Figura 20 – Vigotas moldadas para os ensaios mecânicos e de resistência ao fogo



Fonte: Elaborado pelo autor

Para fim de controle de produção foi medido por meio de um termo higrômetro a umidade do ambiente, bem como a temperatura registrada, que foram de 80,9 % e 20,0°C, respectivamente.

### 3.2.1.9 Montagem da LA1 para ensaio de flexão em 3 pontos

Para a realização da capa de concreto da nervura foram separados os materiais necessários, os quais foram cimento CP V, areia natural média e brita de zona granulométrica 4,75/12,5 (brita 0) não lavada, onde a Figura 21<sup>a</sup> demonstra a brita, a Figura 21b o cimento e a Figura 21c a areia para concretar a laje LA1.

Figura 21 – Materiais utilizados para a concretagem da capa de concreto. (a) brita; (b) cimento e (c) areia



Fonte: Elaborado pelo autor

O traço adotado foi de 1:3, traço comumente utilizado em obras comuns, a fim de simular tal qual a realidade da mão de obra utilizada nos canteiros de obra. Para essa nervura foram moldados quatro corpos de prova, sendo que dois foram ensaiados nos 7 dias e 28 dias na compressão axial conforme NBR 5739 (ABNT, 2007). A Tabela 17 apresenta as resistências a compressão da capa moldada.

Tabela 17 – Resistência característica na idade de ensaio do concreto da capa LA1

Nome	Idade (dias)	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Força (kN)	F <sub>cj</sub> (MPa)
LF-2 B1	7	100,12	193,88	95,81	12,17
LF-2 B1	28	100,2	196,86	128,07	16,2
LF-2 B2	7	100,22	195,85	91,4	11,59
LF-2 B2	28	100,00	194,44	148,52	18,9

Fonte: Elaborado pelo autor

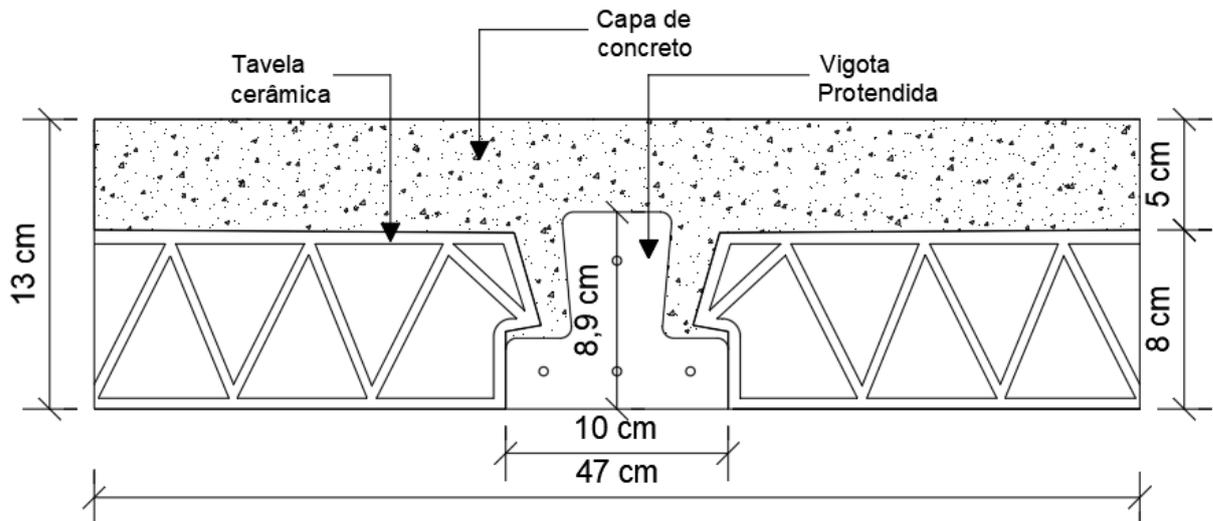
As tabelas tiveram que ser cortadas ao meio para tratar uma seção de laje de intereixo de 47 cm, como aponta a Figura 22 para que tivessem 18,5cm cada meia lajota. A LA1 concretada é caracterizada por uma capa de 5 cm de concreto, 8 cm de altura de tavela, com comprimento de 370 cm, largura de 47 cm e altura total de 13 cm, conforme apresentado pela Figura 23.

Figura 22 – Corte das tabelas cerâmicas



Fonte: Elaborado pelo autor

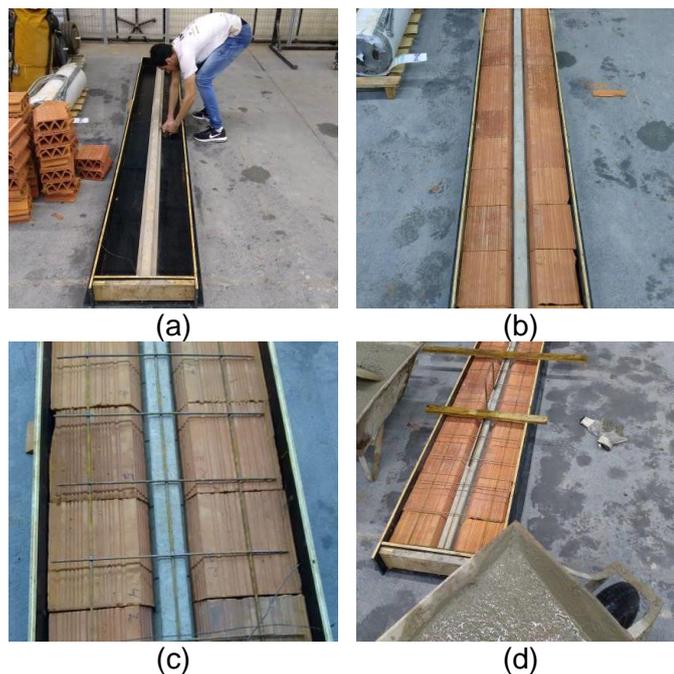
Figura 23 – Detalhamento da LA1



Fonte: Elaborado pelo autor

Para respeitar as características acima foi seguida uma linha de montagem da nervura, primeiro com a preparação da forma de compensado naval plastificado, seguido pelo posicionamento das vigotas (Figura 24a) e das tabelas (Figura 24b), acima disto a colocação da malha de aço construtiva Q92 de 4,2mm de diâmetro de fio e abertura de 5cm (Figura 24c), bem como os ganchos para ancoragem da nervura (Figura 24d).

Figura 24 – Processo de (a) posicionamento da vigota no centro, (b) posicionamento das tabelas, (c) colocação da malha de aço, (d) posição do gancho de ancoragem



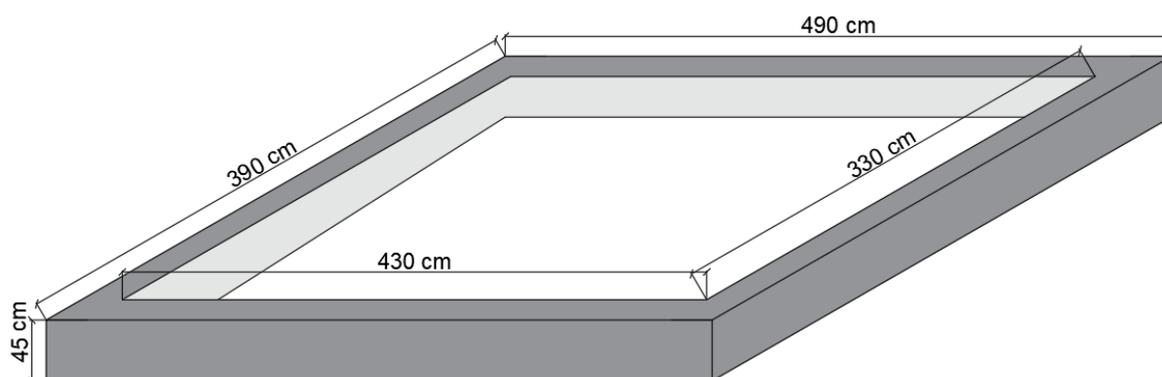
Fonte: Elaborado pelo autor

Após a concretagem, cura e desforma, as amostras foram identificadas e armazenadas em laboratório durante 28 dias até o momento de ensaio.

### 3.2.1.10 Montagem do quadro para a LF1 e LF2

A execução do quadro de concreto utilizado como suporte para a laje a ser ensaiada na resistência ao fogo ocorreu no dia 11/06/2018, onde a temperatura ambiente era de 22,3 °C e a umidade relativa do ar era de 67,4%. O quadro foi concretado na área externo, adjacente ao itt Performance, o quadro tem dimensões de 490 cm x 390 cm, com área útil exposta ao fogo de 430 cm x 330 cm (Figura 25), bem como o processo de concretagem do quadro na Figura 26, utilizando concreto usinado de resistência característica de 35 MPa, tal qual demonstrado na Tabela 18 do resultado dos ensaios de compressão axial dos corpos de prova moldados.

Figura 25 – Perspectiva do quadro para laje do tipo vigota e tavela



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 26 – Processo de concretagem do quadro para apoio das lajes



Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 18 – Resistência a compressão axial dos corpos de prova do quadro

Nome	Idade (dias)	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Força (kN)	F <sub>cj</sub> (MPa)
CP 1 Quadro	106	99,83	195,8	286,5	36,69
CP 2 Quadro	106	100,26	195,13	269,63	34,34
CP 3 Quadro	106	99,59	194,11	285,36	36,33
CP 4 Quadro	106	100,00	195,8	283,6	36,32
CP 5 Quadro	106	99,6	195,13	270,9	34,50
CP 6 Quadro	106	99,72	194,11	290,15	36,94

Fonte: Elaborado pelo autor

O quadro executado foi levado para as dependências internas do itt Performance por meio de um caminhão do tipo munck (figura e posicionado para que começasse a devida execução da laje, conforme Figura 27.

Figura 27 – Movimentação do quadro para as dependências do itt Performance



Fonte: Elaborado pelo autor

### 3.2.1.11 Montagem da LF1 e LF2 para ensaio de resistência ao fogo

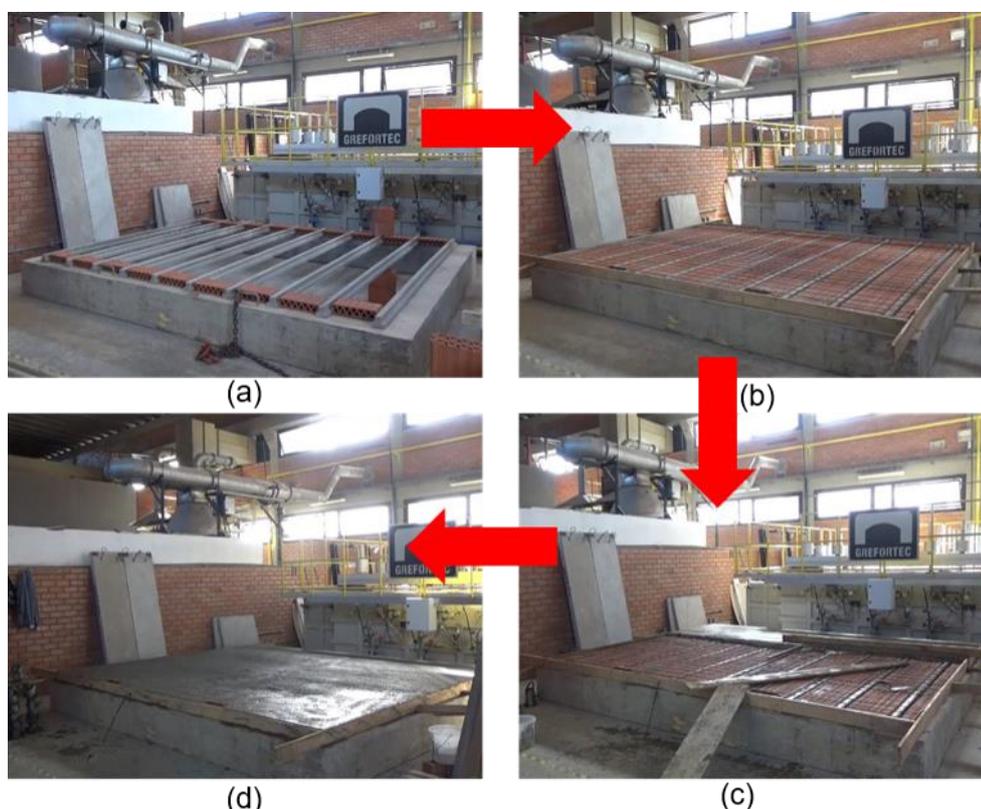
A construção dos sistemas iniciou pelo posicionamento das vigotas e das tabelas, seguindo especificações de espaçamento de 37 cm entre vigotas, formando um intereixo de 47cm, devido a largura da tavela, após foi realizada a forma para concretagem da laje, no qual foi utilizada madeira do tipo pinus. A laje montada teve dimensões de 3,70 x 4,70 m e teve as vigotas posicionadas de tal forma que ficassem apoiadas no menor vão, ou seja, as vigotas tem dimensões de 3,70m, ficando simplesmente apoiada no quadro de concreto, simulando a pior situação de uso deste tipo de sistema construtivo.

Após realizada a concretagem da laje utilizou-se mantas geotêxtis da marca “Bidim” a fim de mantê-la úmida e não sofrer fissurações. A laje concretada teve

apenas movimentação no dia anterior ao do ensaio, permanecendo todo o tempo de cura estabelecido sem movimentações.

Na Figura 28a está representado o posicionamento das vigotas, a Figura 28b demonstra o posicionamento das telhas cerâmicas, a Figura 28c a colocação da malha de aço e a figura 28d demonstra o processo final de concretagem dos elementos, encerrando assim o processo construtivo dos protótipos ensaiados na resistência ao fogo, as lajes LF1 e LF2 seguiram o mesmo processo construtivo com as mesmas dimensões de elementos.

Figura 28 – Processo de montagem da (a) vigota, (b) tavela, (c) malha de aço e (d) da concretagem



Fonte: Elaborado pelo autor

### 3.2.2 Etapa 2: Ensaio mecânico a temperatura ambiente da LA1

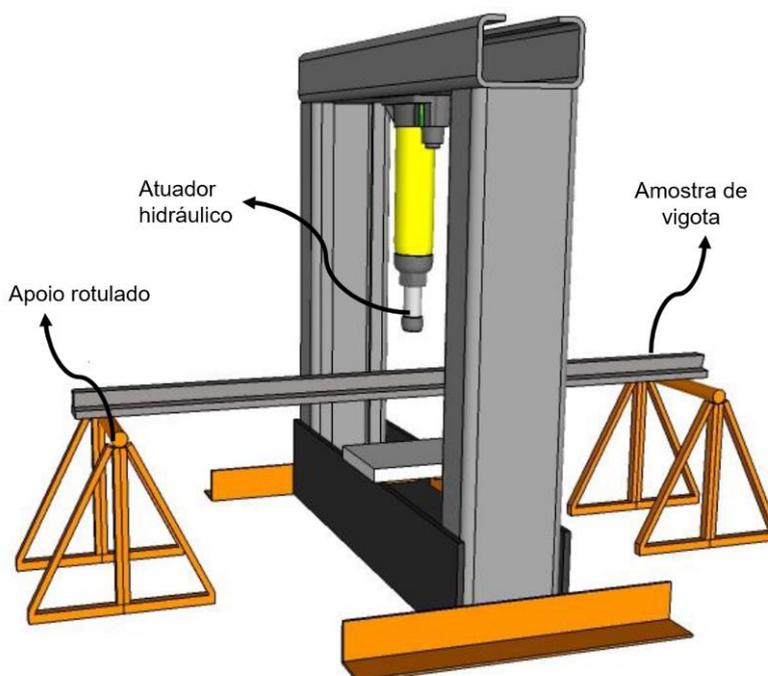
Nesta etapa foram realizados os ensaios mecânicos das vigotas protendidas do sistema estudado, bem como foi realizado o estudo da nervura utilizada, realizando ensaios de flexão em 3 pontos, englobando informações sobre os equipamentos utilizados e a instrumentação realizados no Laboratório de Segurança Estrutural do itt Performance, segundo a NBR 15522 (ABNT, 2017). Do lote de 30

vigotas concretadas, foram utilizadas quatro para o ensaio à flexão. E foi concretada uma nervura para caracterização na temperatura ambiente, ou seja, sem que o fogo afetasse o seu desempenho mecânico.

### 3.2.2.1 Ensaio de vigota

Foi realizada a avaliação do desempenho das vigotas protendidas sob carga de trabalho, conforme NBR 15522 (ABNT, 2017). De um total de 30 vigotas concretadas, foram utilizadas quatro para o ensaio à flexão, as quais foram denominadas de LA1 V1, LA1 V2, LA1 V3 e LA1 V4. O ensaio é descrito pela norma como ensaio de momento positivo na posição normal. Consiste em um ensaio de flexão em três pontos, dois pontos de apoio e um para aplicação de carga no centro da amostra., como demonstra a Figura 29.

Figura 29 – Processo de ensaio das vigotas

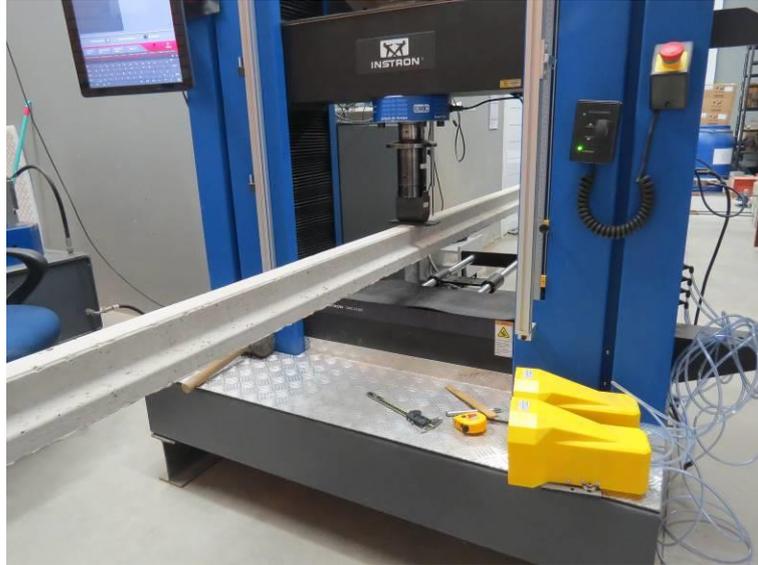


Fonte: Kaspary, 2017

Para a leitura, controle e aplicação da carga nos ensaios, foi utilizada uma prensa universal, da marca Instron/Emic, modelo EMIC 23-300, eletromecânica, com capacidade de 300 kN. A Figura 30 apresenta o equipamento utilizado, bem como a instrumentação do ensaio para vigota. Os dados obtidos quanto aos deslocamentos,

foram resultantes de medição realizada com um LVDT (*Linear Voltage Differential Transducer*).

Figura 30 – Estrutura para aplicação de carga nas vigotas

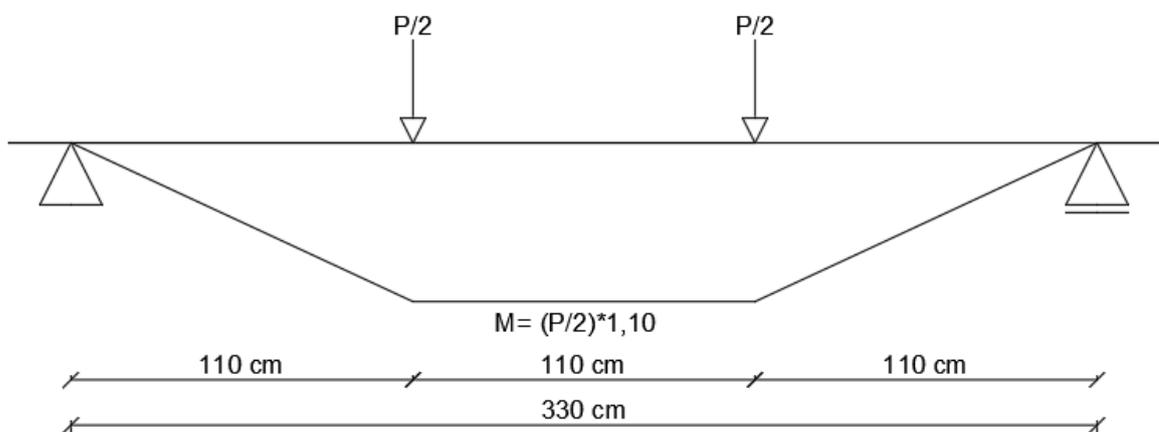


Fonte: Elaborado pelo autor

### 3.2.2.2 Ensaio de nervura

O ensaio ocorreu na mesma prensa que foi utilizada no ensaio das vigotas, de acordo com o modelo dos Ensaios de Stuttgart, que visa à aplicação da carga em quatro pontos, com flexão pura entre os dois pontos centrais e momento fletor constante (Figura 31) e reação nos dois apoios. A aplicação da carga é por meio de carregamento prescrito, com 80 N/s.

Figura 31 – Aplicação de carga para Ensaio de Stuttgart

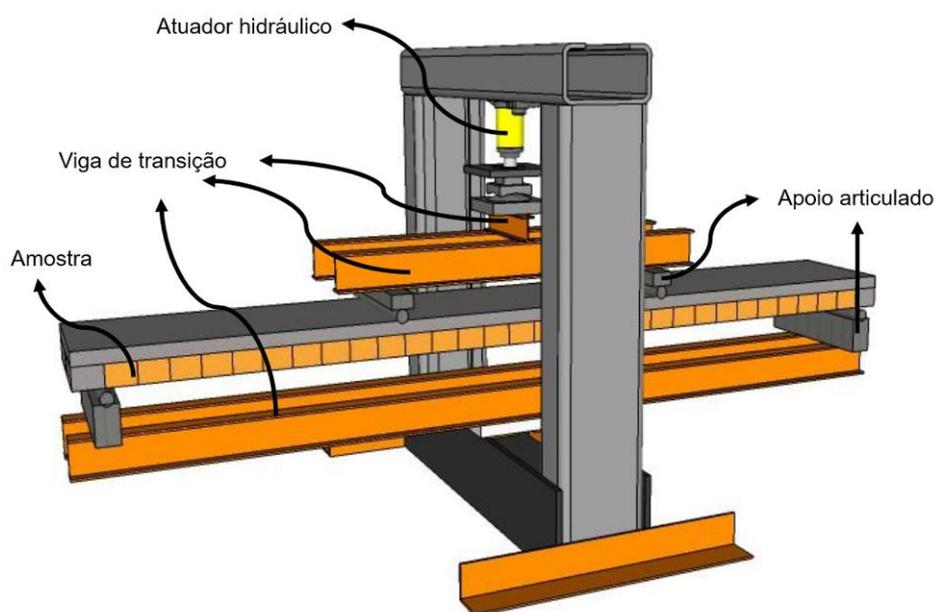


Fonte: Adaptado de Pinheiro, Catoia e Catoia (2010)

Foi necessária a utilização de perfis metálicos com seção “I” para exercer função de vigas de transição no sistema de aplicação de carga, tanto na parte superior quanto na parte inferior do esquema de ensaio. As vigas inferiores transmitem a carga para a prensa, de forma que as reações fossem concentradas no próprio equipamento.

As amostras foram posicionadas sobre dois apoios articulados longitudinalmente, colocados sobre a mesa superior das vigas metálicas de transição. A Figura 32 apresenta o apoio articulado na direção longitudinal, bem como o esquema do ensaio da LA1.

Figura 32 – Esquema do ensaio da LA1



Fonte: Kaspary, 2017

A leitura do deslocamento das amostras foi realizada por um LVDT (*Linear Voltage Differential Transducer*), sensor indutivo de deslocamento, da marca HBM, modelo WA 200 mm, com precisão de 0,001 mm. O equipamento foi instalado no meio do vão da nervura, junto à estrutura da prensa. Os dados resultantes dos ensaios foram obtidos mediante utilização de um Sistema de Aquisição de Dados, da marca HBM, modelo Quantum X. A instrumentação completa do ensaio está ilustrada na Figura 33.

Figura 33 – Estrutura para aplicação de carga na nervura



Fonte: Elaborado pelo autor

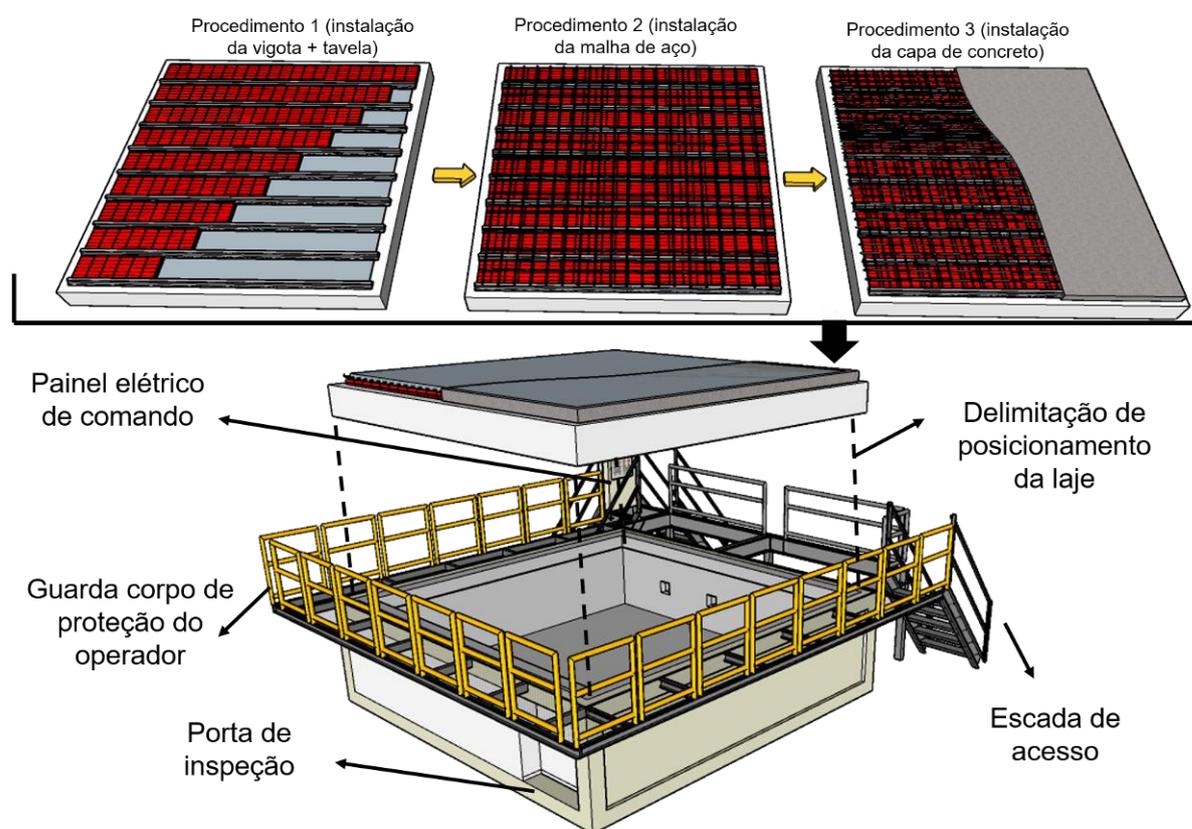
### 3.2.3 Etapa 3: Ensaio de resistência ao fogo

A terceira etapa, compõe os ensaios para a determinação do tempo de resistência ao fogo dos dois sistemas de laje, respectivamente LF1 (ensaiado no dia 25/09/2018) e LF2 (ensaiado no dia 09/11/2018) realizados no laboratório de segurança contra incêndio do itt Performance, segundo a NBR 5628 (ABNT, 2001).

#### 3.2.3.1 Requisitos do ensaio

Os ensaios para a determinação da resistência ao fogo dos sistemas construtivos, foram realizados nas dependências do Laboratório de Segurança Contra Incêndio do Instituto Tecnológico em Desempenho e Construção Civil - itt Performance. As amostras possuem 3,70 x 4,70 m, sendo a amostra exposta ao fogo com dimensões de 3,30 x 4,30 m, contemplando uma área de exposição de 14,27m<sup>2</sup>, as quais construídas sob um pórtico de concreto. Durante o período do ensaio a amostra foi exposta a uma carga distribuída constante de 250 kgf/m<sup>2</sup>, por meio de uma estrutura de carga. Na Figura 34 estão demonstrados os procedimentos de montagem da laje, bem como o acoplamento da laje ao forno horizontal e os principais componentes do mesmo.

Figura 34 – Fases de execução (a) do posicionamento das vigotas e tabelas, (b) da malha de aço, (c) do concreto e (d) acoplamento da laje ao forno

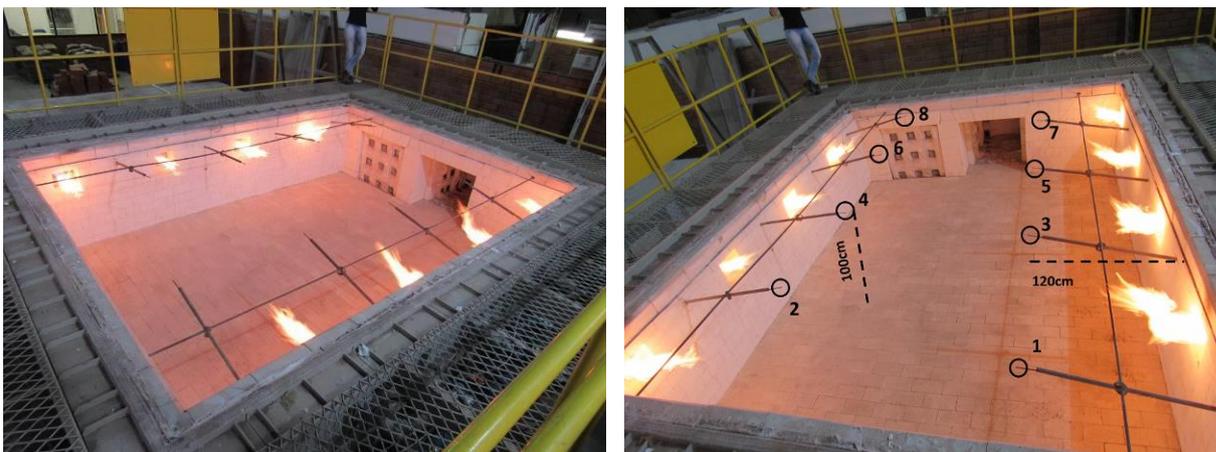


Fonte: Elaborado pelo autor

As condições de exposição às chamas seguiram a curva de aquecimento padrão da ISO 834-1 (ISO, 1999). Foram verificados os critérios estabelecidos pelas normativas NBR 15575 (ABNT, 2013) e NBR 5628 (ABNT, 2001), quanto à estabilidade estrutural, estanqueidade a gases e fumaça e isolamento térmico. Estes critérios foram verificados com auxílio de um quadro de aplicação de carga com anilhas, bastidor com chumaço de algodão seco em estufa e sensores de temperaturas.

O forno horizontal (Figura 35a) contém oito queimadores em suas paredes laterais, sendo quatro de cada lado, impossibilitando que as chamas incidam diretamente na face exposta da amostra e sim que as mesmas gerem calor pelo meio interno do forno (Figura 35b). O forno possui abastecimento por GLP, para alimentar os queimadores com capacidade térmica de 1600°C, sendo o forno fabricado pela empresa Grefortec.

Figura 35 – (a) Forno horizontal de lajes e (b) termopares utilizados



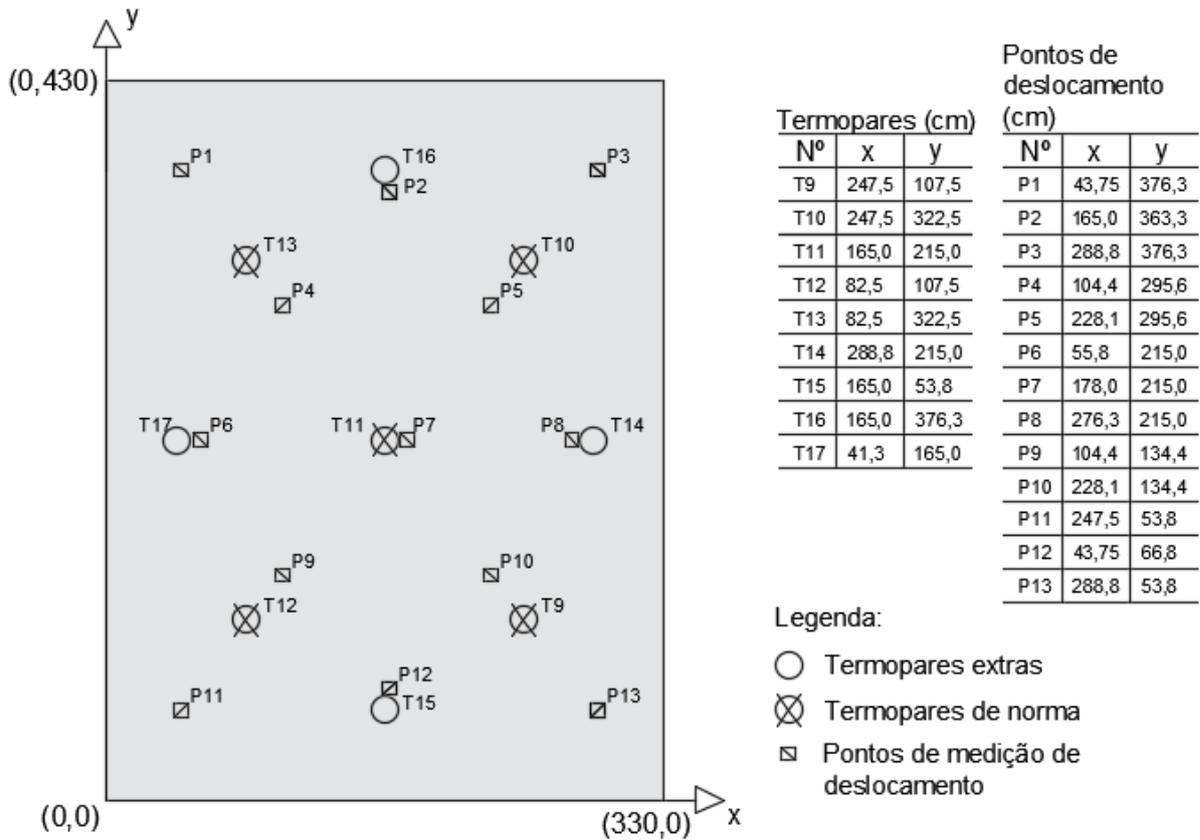
Fonte: Elaborado pelo autor

As deformações no plano vertical, foram registradas por meio de uma malha de pontos, de forma a manter um espaçamento entre os pontos tal que tivéssemos uma amostragem representativa da deformação total da laje, completando 13 pontos e envolvendo uma área de, aproximadamente 14 m<sup>2</sup>. De acordo com a Figura 36, os pontos foram mensurados para determinar as possíveis deformações que ocorrem no plano da laje, quando submetidas ao ensaio de resistência ao fogo e ao carregamento proposto. Os registros das medidas foram coletados em períodos de 5 minutos, com a utilização de estação total da marca Leica.

A análise de temperatura do sistema estrutural ocorreu por meio de termopares para medição da temperatura de exposição ao fogo das amostras foram dispostos na sua face exposta, por oito pontos, feitos através de termopares do tipo K, conforme Figura 35. Na face não exposta ao fogo foram dispostos nove termopares do tipo T, conforme Figura 36.

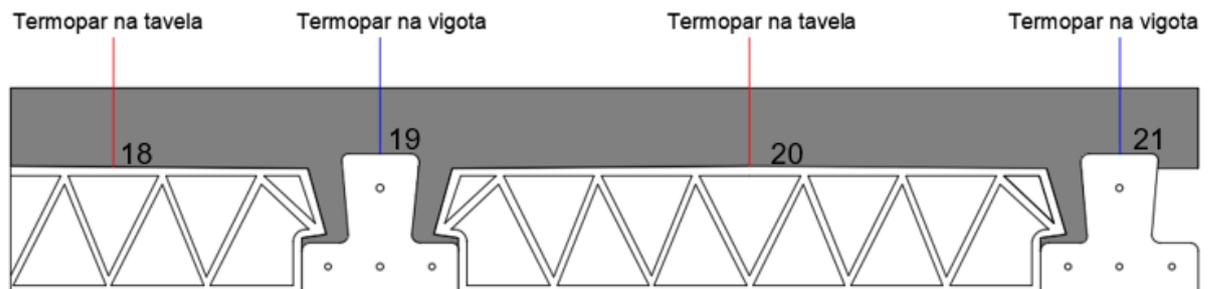
Para a análise da temperatura ao longo da seção dos sistemas (Figura 37), além dos termopares internos do forno e dos externos à amostra, foram adicionados 4 termopares, sendo dois na face superior de duas tabelas e mais dois na face superior de duas vigotas, essas tabelas e vigotas sendo as mesmas ensaiadas na resistência mecânica pós incêndio. Ao total foram instalados no sistema 21 termopares. Através das temperaturas registradas ao longo da seção em relação a face do bloco de enchimento e da vigota expostos ao fogo, foi possível traçar um perfil de temperatura, conferindo a influência da inércia térmica ao longo dos tipos de materiais, quando a laje foi exposta a elevadas temperaturas.

Figura 36 – Pontos de medição de deslocamento da laje



Fonte: Elaborado pelo autor

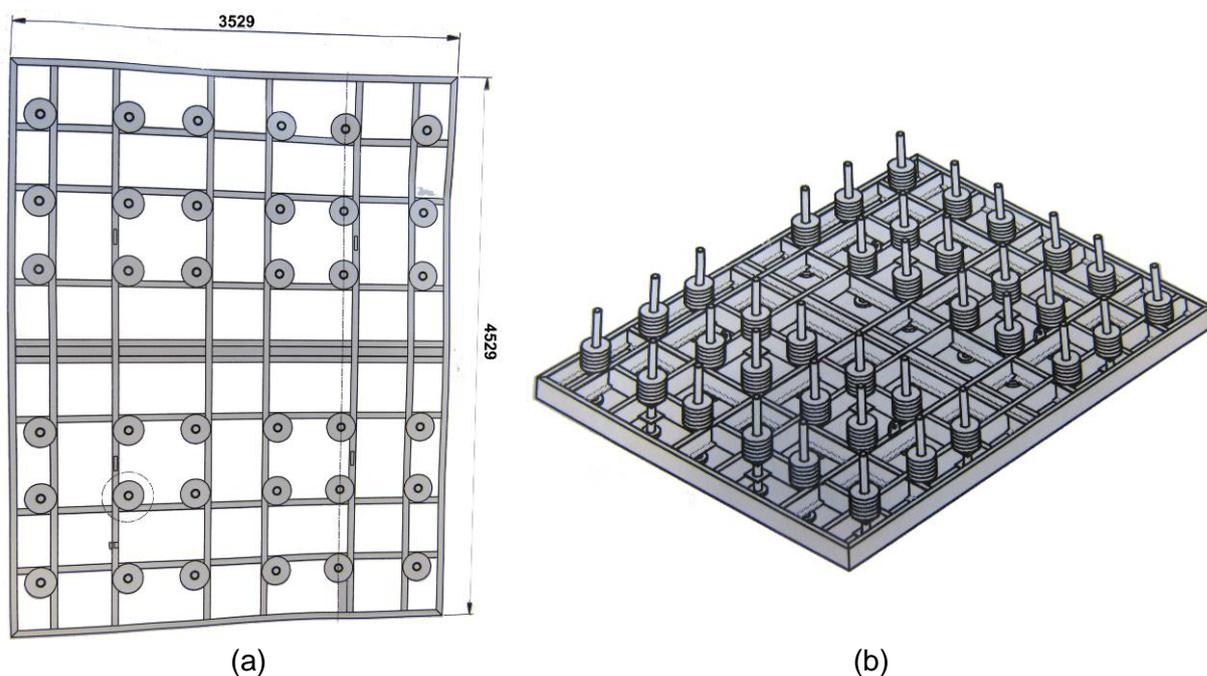
Figura 37 – Medição de temperatura nas vigotas e nas tabelas



Fonte: Elaborado pelo autor

O sistema de carregamento para gerar as solicitações nos sistemas estruturais, origina esforços da mesma natureza e da ordem de grandeza dos produzidos a temperaturas normais nos elementos em situação de uso, foi utilizado um quadro de carga, composta por trinta e seis pistões mecânicos, que descarregam a carga junto a estrutura diretamente na laje, formando uma carga distribuída no vão, conforme a Figura 38a representando a planta baixa e Figura 38b que demonstra uma perspectiva com as anilhas.

Figura 38 – (a) Planta baixa e (b) perspectiva do sistema de carregamento da laje



Fonte: Elaborado pelo autor

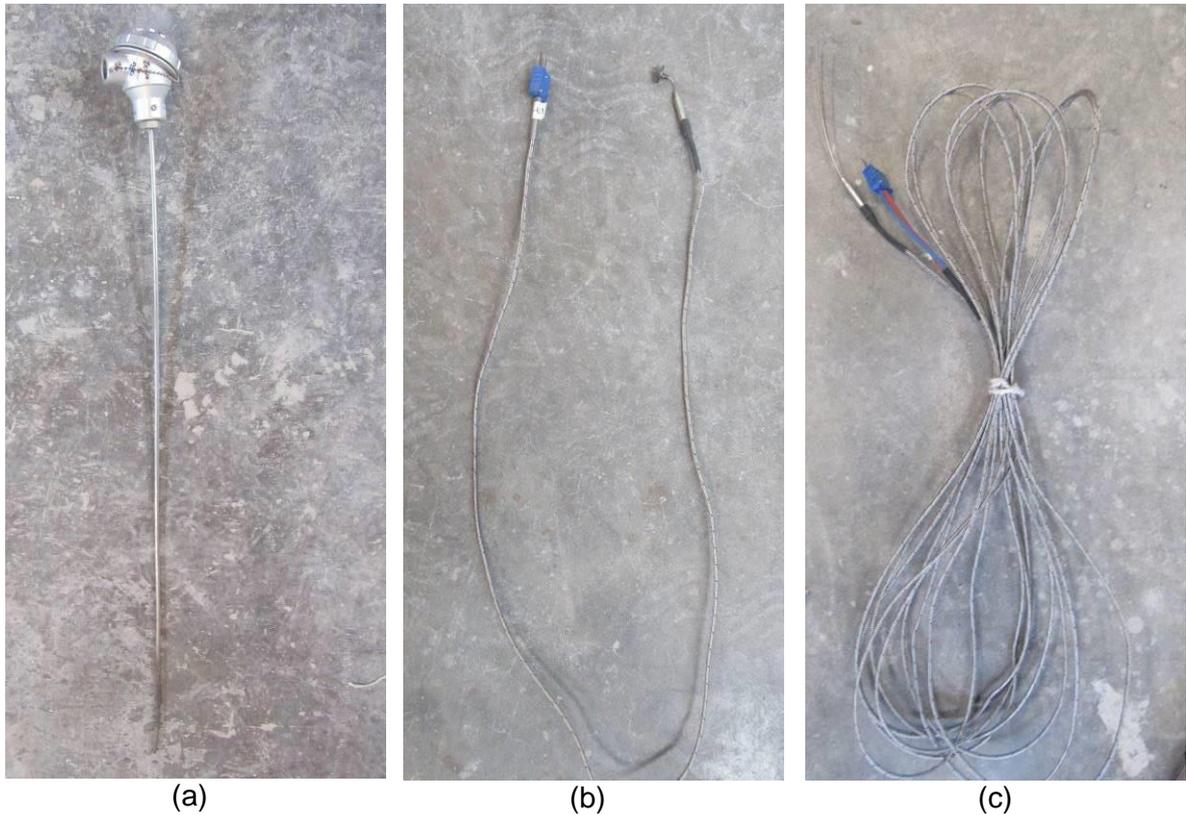
### 3.2.3.2 Equipamentos de instrumentação

Os sensores de temperatura utilizados, contemplaram dois tipos de termopares, sendo para a medição da temperatura interna e na face exposta ao fogo sensores do tipo K com diâmetros de  $\varnothing 6,0$  mm (Figura 39a). Para medição da temperatura na face não exposta ao fogo foram utilizados termopares do tipo T com diâmetros de  $\varnothing 0,7$  mm acoplados em pastilhas de cobre (Figura 39b). E para a medição do gradiente de temperatura ao longo da espessura dos sistemas, foram utilizados termopares do tipo T com diâmetros de  $\varnothing 0,7$  mm e comprimento de haste de 200 mm, no caso sem pastilhas de cobre (Figura 39c).

A câmera termográfica utilizada para a obtenção das fotos e vídeos termográficos da LF1 é da marca FLIR de modelo A320 (Figura 40a), com resolução de 640x480, com sensibilidade ao comprimento de onda de 7,5 a 13  $\mu\text{m}$  e temperatura de medição de  $-120^{\circ}\text{C}$  a  $1200^{\circ}\text{C}$  com resolução de  $\pm 2^{\circ}\text{C}$ . Enquanto que a Figura 40b demonstra a câmera termográfica utilizada na LF2, visto que a precisão das fotos é melhor quanto a proximidade da câmera, e essa última apresentada é portátil, portanto possibilita uma melhor visualização dos pontos de fissura. Com auxílio dessas, é possível monitorar as manifestações das temperaturas assim como

o aparecimento de fissuras, contribuindo para a análise do requisito de estanqueidade a chamas e gases quentes.

Figura 39 – Sensores de temperatura do tipo (a) K interno, (b) T externo e (c) T interno, na face da vigota e da tavela



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 40 – Câmera de avaliação termográfica (a) Flir e (b) Fluke



Fonte: Elaborado pelo autor

O mapeamento das deformações dos sistemas ensaiados foi realizado por meio de uma estação total, marca Leica, modelo T15, demonstrada na Figura 41 a qual possui precisão angular de  $\pm 3''$ , e linear de  $\pm (1 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm km}^{-1})$ .

Figura 41 – Estação total



Fonte: Teomac, 2018

### 3.2.4 Etapa 4: Ensaio mecânico pós incêndio

Nesta etapa foram realizados os ensaios mecânicos das vigotas protendidas, bem como das seções da laje equivalentes a nervura após o ensaio de resistência ao fogo do sistema estudado, englobando informações sobre os equipamentos utilizados e a instrumentação realizados no Laboratório de Segurança Estrutural do itt Performance, adaptando os ensaios da NBR 15522 (ABNT, 2017).

#### 3.2.4.1 Extração das vigotas

Após realizado o ensaio de resistência ao fogo da laje LF1, realizou-se cortes na laje, por meio de uma cortadora de piso, modelo SM 62, com disco de corte de 450 mm de diâmetro e uma profundidade máxima de corte equivalente a 160 mm, realizando o corte paralelo ao vão que as vigotas estavam apoiadas, a fim de não ter danos na vigota foram realizados cortes com aproximadamente 10 cm de cada extremidade da vigota, que após a sua retirada da laje, foi desmoldada com ajuda de um esmeril, uma talhadeira e uma marreta, realizando o trabalho manual, a fim de

evitar o rompimento da mesma. A Figura 42 demonstra as fases de extração da vigota para ser ensaiada tal qual o item 3.2.2.1.

Figura 42 – Processo de extração das vigotas



Fonte: Elaborado pelo autor

Por mais que a extração das vigotas tenha sido cuidadosa, devido a aderência da capa de concreto na base superior da vigota, percebe-se na Figura 43 uma seção de vigota que se desprende, no entanto, esse fato não alterou os resultados de ensaio.

Figura 43 – Defeitos de extração da vigota 2 nas suas duas extremidades

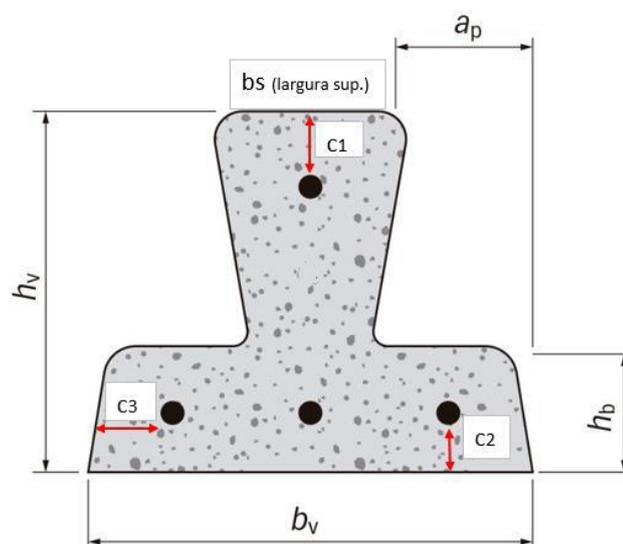


Fonte: Elaborado pelo autor

### 3.2.4.2 Ensaio das vigotas

Após realizada a extração das vigotas as mesmas foram transportadas para o LASE – Laboratório de Análise e Segurança Estrutural do Itt Performance manualmente. As duas vigotas tiveram as medições dimensionais padronizadas de acordo com as notas de ensaio do LASE, possibilitando a mensuração e reconhecer possíveis perdas de seção com o impacto das chamas, nas quais foram definidas as dimensões dos ensaios realizados de acordo com a Figura 44 e demonstrados na Tabela 19.

Figura 44 – Representação da vigota e das medições realizadas



Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 19 – Geometria das amostras pós incêndio

Amostras pós incêndio	Contra Flecha	bs	ap	hv	bv	hb	c1	c2	c3
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
LP1 V1	52.05	50.86	30.53	88.65	103.90	33.47	29.00	11.33	19.71
LP1 V2	46.39	50.97	30.12	89.36	103.83	32.28	21.90	13.49	17.52

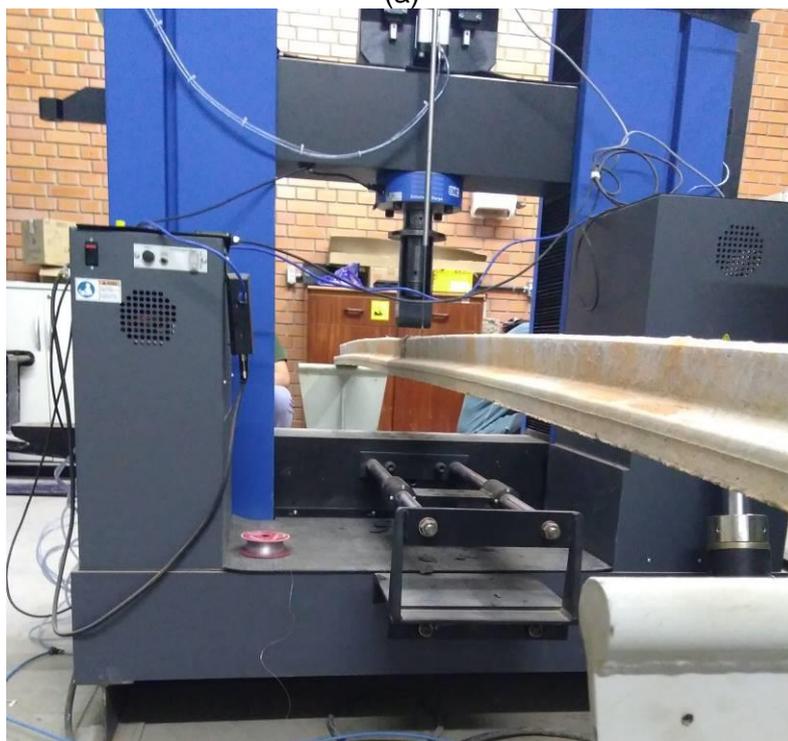
Fonte: Elaborado pelo autor.

Realizadas as verificações dimensionais, partiu-se para o ensaio de flexão em 3 pontos, apontando principalmente pelo fato das vigotas terem uma contra flecha muito grande, como apontado na Figura 45.

Figura 45 – (a) Evidência de contraflecha da vigota e (b) posicionamento da vigota no equipamento de carga



(a)



(b)

Fonte: Elaborado pelo autor

### 3.2.4.3 Extração das nervuras

Após realizado o ensaio de resistência ao fogo da LF1, realizou-se cortes na laje, da mesma forma que para as vigotas, realizando o corte paralelo ao vão que as vigotas estavam apoiadas, a fim de retirar uma seção mais próxima o possível de 47cm, para fins comparativos com a seção ensaiada sem o impacto do incêndio. Foram extraídas duas seções, a fim de garantir os resultados com confiabilidade. A nervura retirada transportada com ponte rolante até um carrinho plataforma de quatro rodas até o Laboratório de Análise Estrutural do itt Performance, para ser realizado o ensaio da nervura

#### 3.2.4.4 Ensaio das nervuras

Foi realizado ensaio da nervura com base no Ensaio de Stuttgart, seguido os mesmos preceitos de aplicação de carga de 80 N/s, realizando o posicionamento da nervura na prensa e instrumentando-a de acordo com a Figura 46.

Figura 46 – Posicionamento da nervura pós incêndio no equipamento de carga



Fonte: Elaborado pelo autor

## 4 APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A seguir são apresentados os resultados laboratoriais das etapas descritas acima, com a análise do desempenho de lajes vigota e tavela, em situação ambiente, de incêndio e pós incêndio.

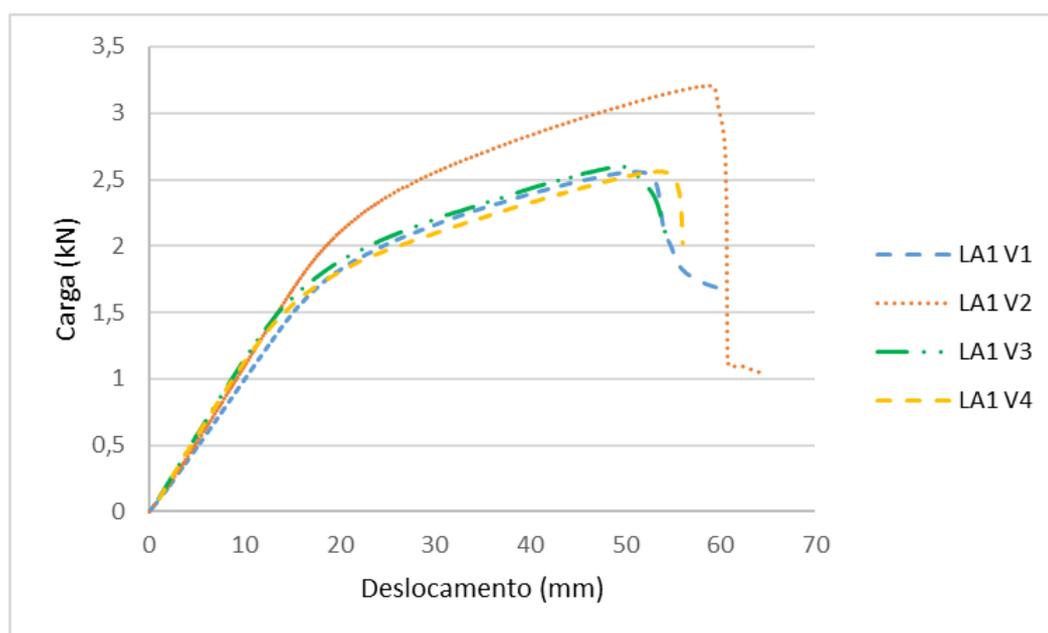
### 4.1 VIGOTAS E NERVURA A TEMPERATURA AMBIENTE

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir da realização dos ensaios mecânicos das vigotas LA1 V1, LA1 V2, LA1 V3, LA1 V4 e da laje LA1.

### 4.1.1 Vigotas

Foram realizados ensaios de flexão em três pontos, realizados nos dois lotes de vigotas produzidas. Os resultados referentes aos ensaios são apresentados a seguir na Figura 47 e pela Tabela 20, que demonstra as informações de carga de cada vigota e o deslocamento registrado ao longo do ensaio.

Figura 47 – Relação de carga por deslocamento das vigotas de 4 mm



Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 20 – Cargas de ruptura e deslocamento máximo das vigotas de 4 mm

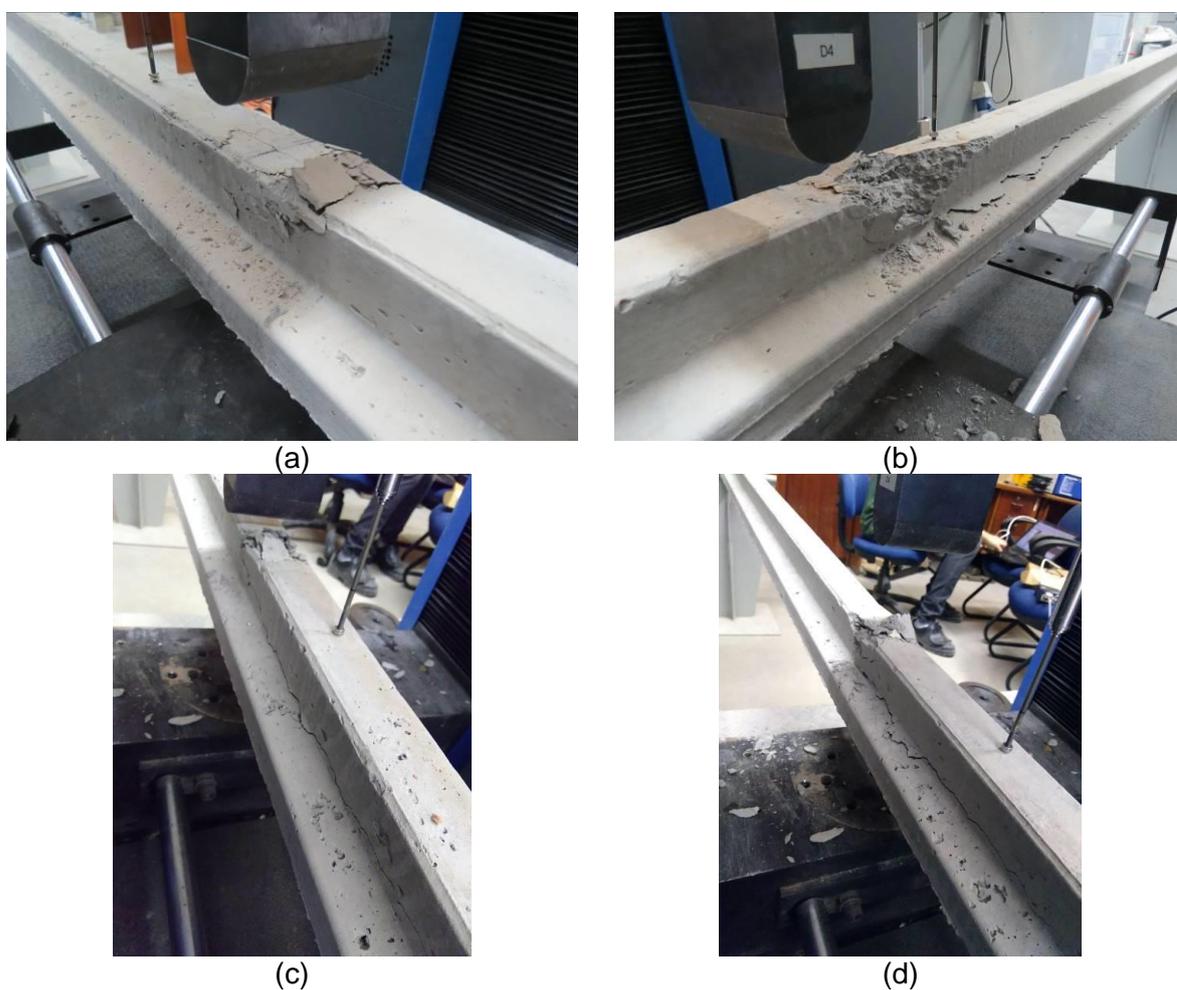
Amostra	Carga de ruptura	Deslocamento
	(kN)	(mm)
LA1 V1	2,56	50,84
LA1 V2	3,21	58,75
LA1 V3	2,60	49,14
LA1 V4	2,56	53,42

Fonte: Elaborado pelo autor

Para os ensaios de flexão das vigotas, percebe-se que uma das amostras da central moldadora de concreto 2 possuem cargas relativamente menores para o vão de 3,70m do que a vigota moldada com a central moldadora 1 (utilizada para a confecção das lajes em situação de incêndio). Ambas as amostras tiveram um comportamento linear até alcançar a carga de ruptura, caracterizando a região por ser de regime elástico. Quando as amostras atingiram o regime plástico houve ainda

um deslocamento da amostra, no entanto a ruptura do corpo de prova deu-se com a grande quantidade de deslocamento, chegando a 58,75 mm para a LA1 V2, que foi a que obteve resultado destoante das demais, onde possivelmente pode ser explicado pela resistência característica do concreto, já que o ponto frágil de ruptura de todas as amostras é a interface da base superior com a capa de concreto. Na Figura 48 pode ser identificada a forma de ruptura em cada lote de vigota nos ensaios de flexão em três pontos.

Figura 48 – Ruptura à compressão da vigota (a) LA1 V1; (b) LA1 V2; (c) LA1 V3 e (d) LA1 V4



Fonte: Elaborado pelo autor

Para dois lotes de vigotas moldadas em centrais diferentes, as capacidades resistentes de carga das vigotas são relativamente divergentes, assim como o deslocamento, como pode ser observado na Figura 47. Esse fato pode estar relacionado com a forma de ruptura dos elementos (Figura 48), visto que o mesmo ocorreu devido a compressão do concreto na base superior da vigota (local de

interface com a capa de concreto da laje), cuja resistência característica do concreto foi diferente para as centrais, fato que pode ser explicado pela produção controlada de cada central na produção das vigotas. Essa forma de ruptura ainda indica que há pouca área de seção de concreto resistente acima da linha neutra, característica essa provável da geometria das vigotas, pois a linha neutra das vigotas passa abaixo do terço superior onde encontra-se a seção menos larga, sendo que o rompimento por compressão que ocorreu poderia ser evitado com o aumento da resistência característica do concreto utilizado.

Pelo comportamento das amostras e pelo modo de ruptura ser igual em todas, pode-se dizer que, o que está conduzindo o modo de ruptura é de fato o concreto, que interfere diretamente na capacidade máxima de carga de ruptura e deslocamento máximo do corpo de prova.

#### **4.1.2 Nervura**

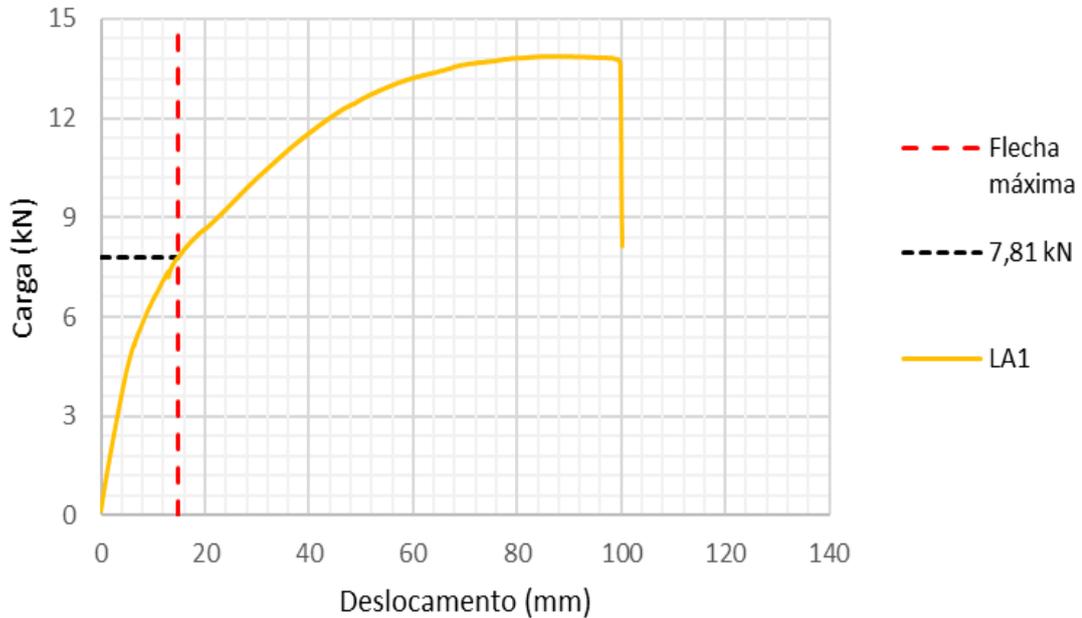
A nervura LA1 moldada para caracterização da resistência mecânica da laje vigota e tavela cerâmica teve carga e deslocamento máximos registrados, ignorando o momento de fissuração, visto que se espera que as amostras ensaiadas pós incêndio já possuam fissuras características devido ao ensaio de resistência ao fogo. A Figura 49 abaixo demonstra os itens citados acima demonstrando a carga máxima de ruptura que atingiu 13,89 kN com um deslocamento máximo de 86,67mm.

Em comparação com as vigotas, percebe-se que a carga de ruptura é maior, visto que a capa de concreto serve como reforço para a área mais frágil da vigota, observado na Figura 48 que é a base superior.

A fim de analisar os limites de Aceitabilidade Sensorial da NBR 6118 (ABNT, 2014) traçou-se o limite de  $L/250$ , onde  $L$  é o comprimento do vão que se colocou a carga máxima para que não haja teoricamente um momento de fissuração na amostra. A flecha máxima para esse vão deve ser, portanto de 14,8 mm, valor este que surge logo após ao comportamento linear do diagrama, indicando a possibilidade do início da resistência do aço para com a tração seja total, bem como a ação da compressão no concreto do regime linear. Verifica-se que não houve uma horizontalidade na curva a partir da carga de 13,72 kN, aproximadamente. Isso indica que, a partir desse instante há aproximação do momento fletor atuante ao momento último.

A configuração das fissuras geradas e o aspecto final da amostra após a ruptura da LA1 são apresentadas a seguir na Figura 50.

Figura 49 – Relação de carga por deslocamento da LA1



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 50 – (a) Configuração das fissuras e (b) aspecto final da amostra



(a)



(b)

Fonte: Elaborado pelo autor

Verifica-se que a carga de fissuração teórica, para todas as configurações avaliadas, não apresentou valores próximos ao patamar de carga experimental, em que foi verificada a primeira fissura, isso indica que possivelmente houve falha na execução, posicionamento inadequado do equipamento de mensuração dos deslocamentos, modelo de ensaio com seção reduzida, etc. Podendo demonstrar

que o ensaio servirá como base para as avaliações em relação às amostras ensaiadas pós incêndio.

## 4.2 TEMPO DE RESISTÊNCIA AO FOGO

Neste capítulo serão abordados os resultados dos ensaios referentes aos requisitos de resistência ao fogo, perfil de temperatura ao longo da seção das lajes e deformações nos planos vertical da amostra.

Os sistemas de laje analisados tiveram um carregamento de 250 kgf/m<sup>2</sup>, simulando uma carga de contrapiso na ordem de 100 kg/m<sup>2</sup> com adição de carga de uso da laje de 150 kg/m<sup>2</sup>, com uma capa de concreto de altura de 5cm e altura total da laje de 13cm. O tempo de ensaio variou em função do desempenho do forno normatizado. As análises seguiram os preceitos da NBR 5628 (ABNT, 2001) em relação a estanqueidade a gases quentes e a fumaça, isolamento térmico e estabilidade estrutural.

### 4.2.1 Laje LF1

Em relação as manifestações ao longo do ensaio, observou-se que a carga aplicada pelo quadro de carga nas bordas, ou seja, nas extremidades gerou uma espécie de vinculação, simulando a carga de parede na laje, que de certo modo teve o seu deslocamento restringido. Outra ocorrência deu-se em função da curva padrão de incêndio da ISO 834-1 (ISO, 1999) que o forno não conseguiu respeitar após os 42 minutos de ensaio, que teve tempo total de 76 minutos, dos quais os últimos 34 não seguiram a configuração da curva.

Cerca de 1 hora após o ensaio foi aberto o forno por meio de uma porta de inspeção que se mantém fechada ao longo do ensaio para verificar se houve ocorrência de deslocamento do concreto das vigotas, fato este que não ocorreu em nenhuma das vigotas da laje, isso pode ser explicado segundo Kodur (2007), que o concreto não chegou ao valor máximo de resistência a tração, bem como as poropressões do processo de vaporização da água presente no interior não possibilitou aumento nestas tensões. Essa explicação pode ser dada em função do cobrimento das vigotas, que tem 2 cm de espessura, e o concreto não ter altas resistências e ser do tipo convencional, portanto não tiveram suas armaduras

expostas diretamente às altas temperaturas, motivo este que sustenta a afirmação de que a laje não teve um mecanismo de ruptura.

A determinação do tempo de resistência ao fogo teve validade tal qual a curva de incêndio, portanto o tempo de resistência ao fogo atingido foi de 42 minutos no sistema.

#### 4.2.1.1 Estanqueidade a passagem de gases quentes e fumaça

Nos momentos iniciais percebeu-se um deslocamento significativo ao centro da amostra, mas o mesmo não gerou fissuras na amostra, que teve suas primeiras fissuras registradas à partir dos 40 minutos, demonstrando uma fissura no canto inferior direito que alastrou-se para a outra extremidade da laje aos 45 minutos, bem como houve a aparição de outra fissura no quadrante esquerdo superior, das quais todas tiveram configuração de 90°. As fissuras registradas foram identificadas na Figura 51a e na Figura 51b onde foi realizado o primeiro teste de estanqueidade.

Figura 51 – (a) Configuração da fissura e (b) teste de estanqueidade



Fonte: Elaborado pelo autor

Aos 60 minutos de ensaio notou-se a desvinculação da laje em relação ao quadro de concreto que a mesma estava apoiada, gerando aberturas na ordem de 1cm, local este que foi realizado teste de estanqueidade e da mesma maneira que ao anterior não gerou inflamação do chumaço de algodão, de acordo com a Figura 52a, que aponta a abertura entre o quadro e a LF1 e a Figura 52b o teste de estanqueidade realizado no mesmo.

Figura 52 – (a) Configuração da abertura e (b) teste de estanqueidade



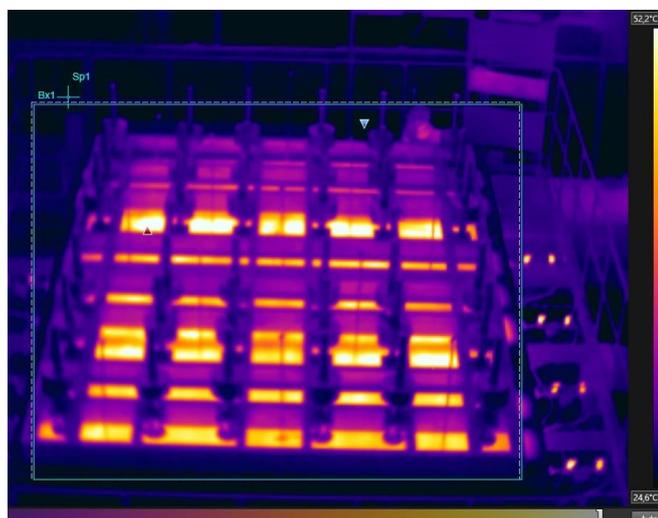
(a)

(b)

Fonte: Elaborado pelo autor

Evidenciando ainda que devido a coloração nas bordas das fissuras observou-se que por não ter cor escura não houve passagem de gases quentes a fim de elevar a temperatura além da localizada na face não exposta onde estavam localizados os sensores de temperatura. A Figura 53 realizada com a câmera termográfica evidencia o não crescimento significativo da temperatura nesses pontos evidenciados.

Figura 53 – Imagem termográfica aos 42 minutos de ensaio



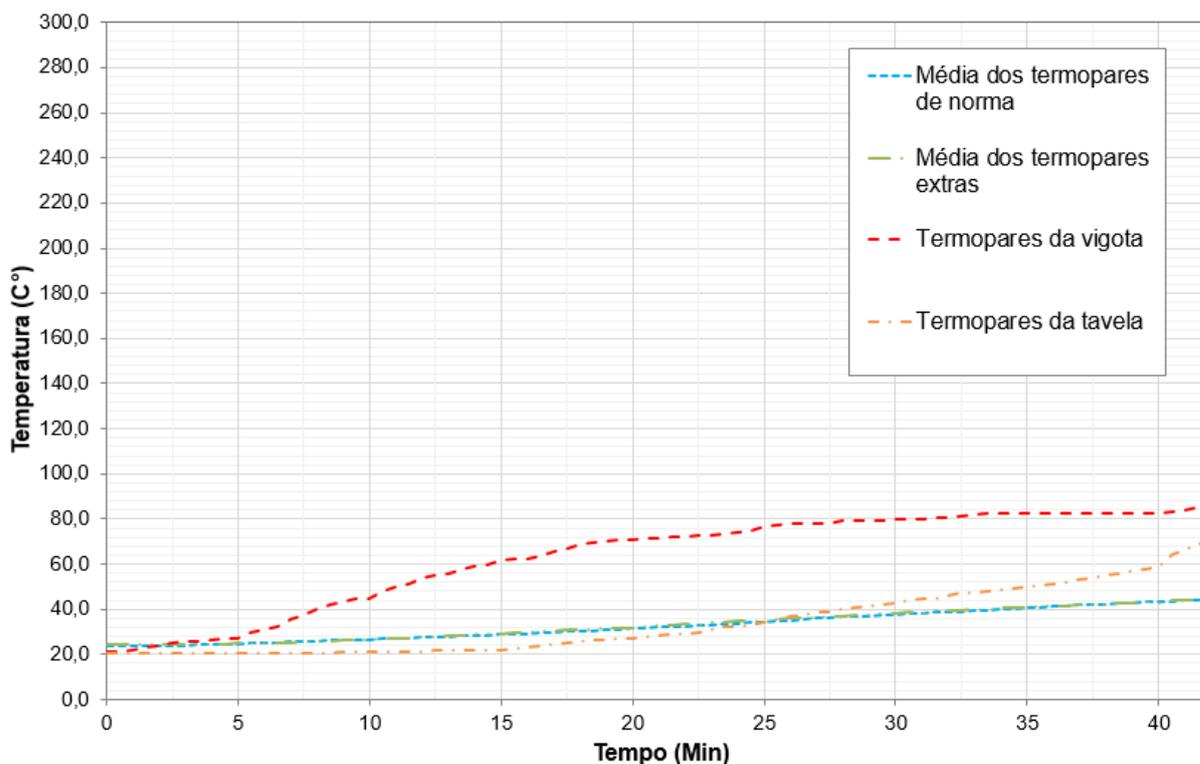
Fonte: Elaborado pelo autor

#### 4.2.1.2 Isolamento Térmico

Durante o ensaio de resistência ao fogo foram registradas temperaturas na face interna e externa da laje e ao longo da sua seção, dividindo as faixas de

medição em 3 pontos, de acordo com a Figura 35, 36 e 37. A temperatura registrada ao longo do ensaio possibilitou o traçado das temperaturas ao longo do período de ensaio, que serão apresentadas na Figura 54 por meio de gráfico de linhas, na Figura 55 por um perfil das temperaturas aos 42 minutos, término do ensaio.

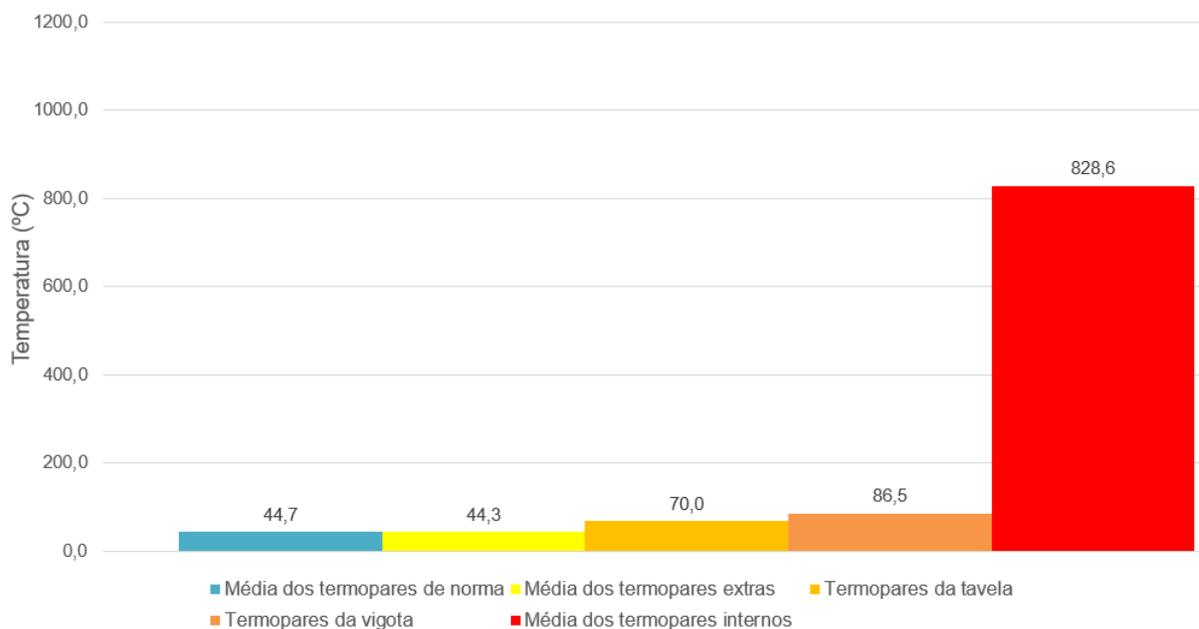
Figura 54 – Temperatura em relação ao tempo de ensaio



Fonte: Elaborado pelo autor

Nota-se, por meio do gráfico de colunas que a disparidade entre a temperatura interna do forno e as temperaturas ao longo da seção dos elementos é relevante, demonstrando principalmente o fato de que o concreto armado, ou protendido quando exposto às elevadas temperaturas tendem a conduzir mais calor do que a cerâmica de argila, visto o seu coeficiente de condutividade térmica ser maior. Já para os requisitos avaliativos da NBR 5628 (ABNT, 2001) quanto a temperatura da face não exposta ao fogo dentre a média dos termopares a temperatura tem decréscimo em relação a camada adicional de 5 cm de capa de concreto que influi diretamente na classificação da laje.

Figura 55 – Perfil de temperatura aos 42 minutos

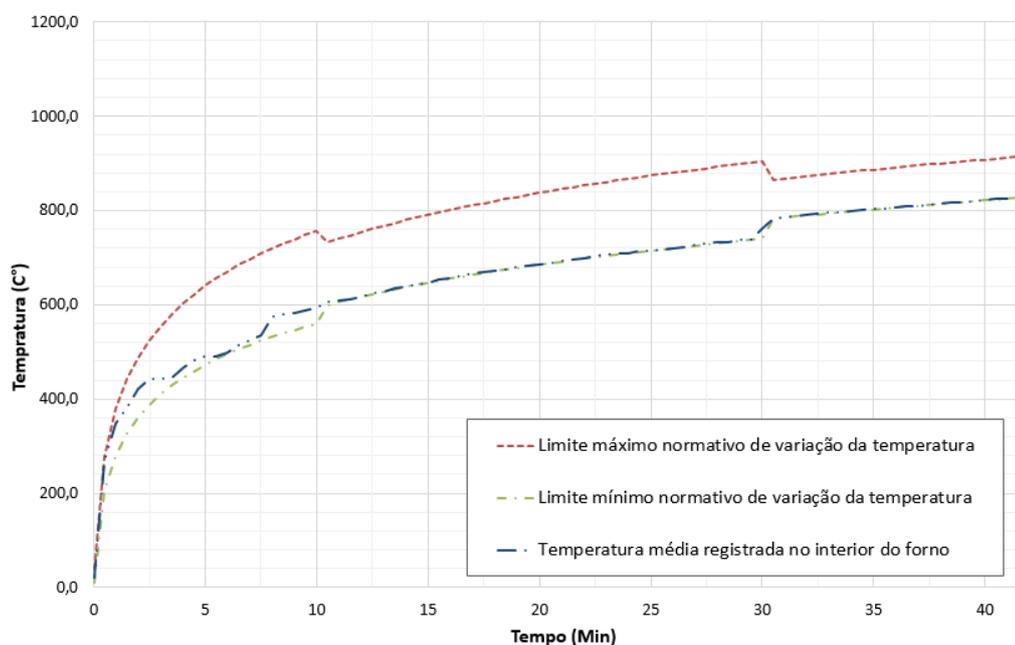


Fonte: Elaborado pelo autor

Por mais que a disparidade entre as temperaturas seja grande, a tendência de equilíbrio da temperatura interna do forno com a temperatura externa da amostra deve existir, no entanto a mesma é impossibilitada pela diferença do gradiente térmico entre os materiais e espessuras das camadas.

Nota-se também que durante o período válido de ensaio o forno respeitou os limites normativos, beirando o limite mínimo de temperatura, fato este que auxilia no desempenho final da amostra, por ser um aquecimento menos brando que uma curva mais próxima a média das temperaturas máximas e mínimas, tal qual demonstra a Figura 56 que adapta os limites de temperatura da NBR 5628 (ABNT, 2001) com a curva real do ensaio.

Figura 56 – Curva do ensaio para 42 minutos



Fonte: Elaborado pelo autor adaptado da ISO 834-1 (ISO, 1999)

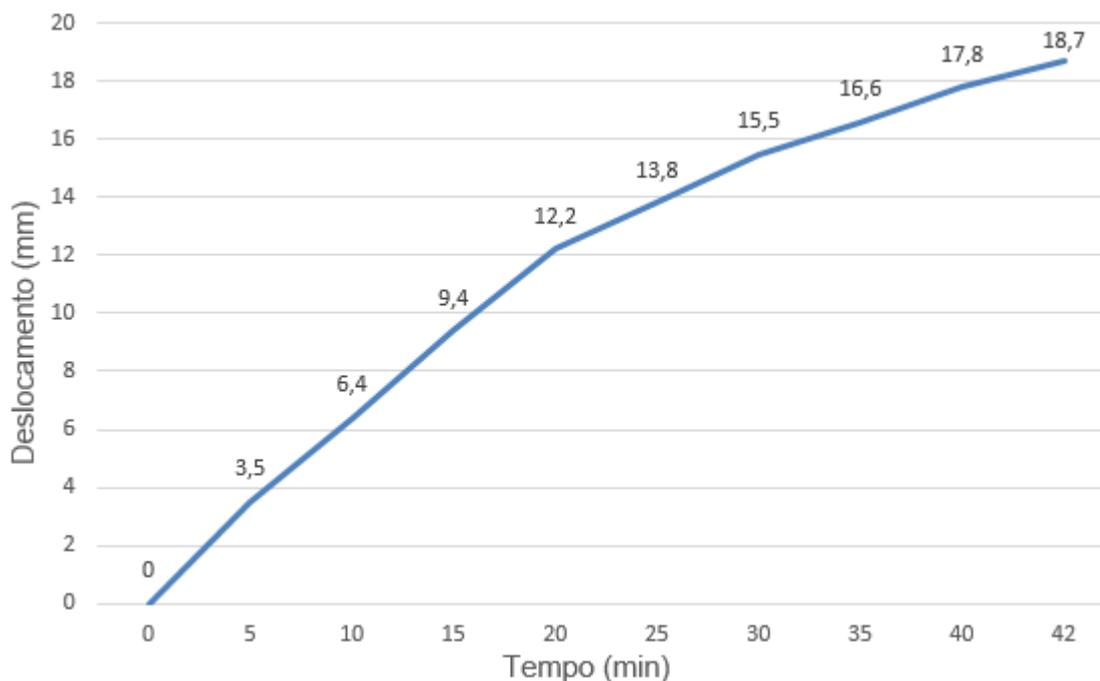
#### 4.2.1.3 Estabilidade Estrutural

Por meio de uma estação total, descrita anteriormente realizou-se anotações dos deslocamentos no eixo horizontal e vertical da parede durante o ensaio de resistência ao fogo, observando que durante os 42 minutos de ensaio validado o registro máximo de deslocamento evidenciado foi aos 42 minutos na ordem de 18,7 mm em relação ao interior do forno, evidenciado no centro da amostra, tal qual o esperado, portanto como os deslocamentos foram pequenos em relação ao limite de  $l/30$  evidenciado na NBR 5628 (ABNT,2001) conforme evidenciado na Figura 57.

Quanto a estabilidade final da amostra, a mesma demonstrou-se íntegra durante o período de ensaio e após 24h, visto que a norma prevê que seja realizado um carregamento da mesma grandeza 24h após o ensaio para verificar os requisitos mecânicos, atendendo a tal fator. Observa-se ainda, que a carga proposta de 250 kgf/m<sup>2</sup> não conseguiu ser cumprida, pois a amostra deslocou-se de maneira que o quadro de cargas ficasse totalmente apoiado nas bordas, simulando uma carga de parede, restringindo o giro da amostra, explicando o fato de os deslocamentos não serem tão grandes quanto o esperado e diminuindo o carregamento esperado ao centro da amostra, pois as anilhas que foram aplicadas sob a laje tinham a

capacidade de aplicar individualmente uma carga de 150 kgf/m<sup>2</sup>, que foi a carga distribuída suportada pela laje durante o período de ensaio.

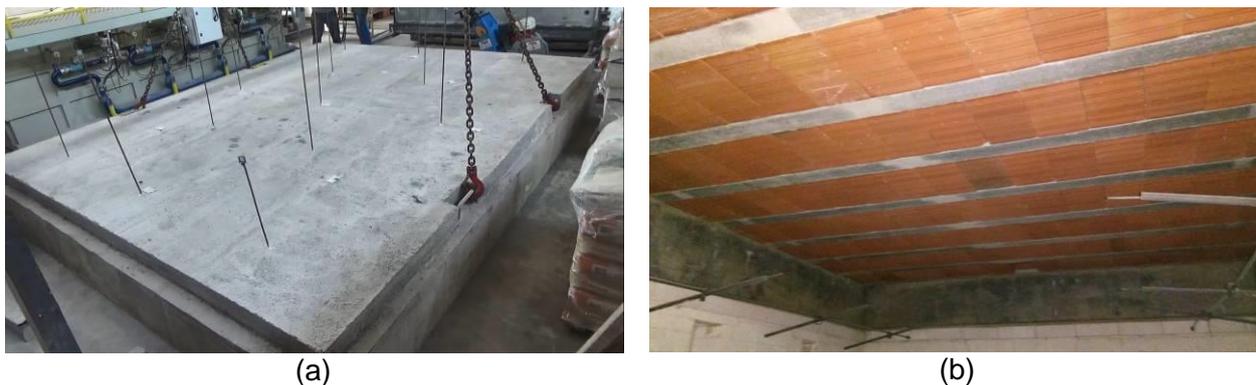
Figura 57 – Deslocamento ao centro da LF1



Fonte: Elaborado pelo autor

Na figura 58a observa-se que não houve grandes danos à amostra, com exceção de algumas fissuras que não tiveram majoração suficientes para serem apresentadas no trabalho. A face exposta ao fogo pós ensaio demonstrada na Figura 58b demonstra que não houve deslocamento do concreto, podendo ser considerada que as tensões de propressão, e aquecimento das fios de aço não demonstraram perda do quesito de resistência mecânica, o que demonstra que o concreto utilizado para a pré-fabricação da vigota possui permeabilidade suficiente para não gerar acúmulo de tensões de propressão. O deslocamento da tavela pode ser explicada pelas deformações, visto que a aderência com o concreto e os deslocamentos podem ter gerado essa consequência.

Figura 58 – Amostra pós ensaio na (a) face não exposta e (b) exposta ao fogo



Fonte: Elaborado pelo autor

#### 4.2.2 Laje LF2

Em relação as manifestações ao longo do ensaio, manteve-se o mesmo tipo de aplicação de carga, a fim de tirar dados comparativos dos ensaios. O deslocamento observado nas extremidades do quadro, na interface entre a laje apresentou deslocamentos maiores, na ordem de 28 mm, do qual a primeira ocorrência de aparição ocorreu aos 6 minutos de ensaio, podendo ser justificada pelo deslocamento da laje, ou a distribuição da carga, que pode ter sido diferente da primeira laje, visto que a carga precisa ser posicionada com auxílio de uma ponte rolante e não há precisão na sua posição, inclusive no movimento dos pistões.

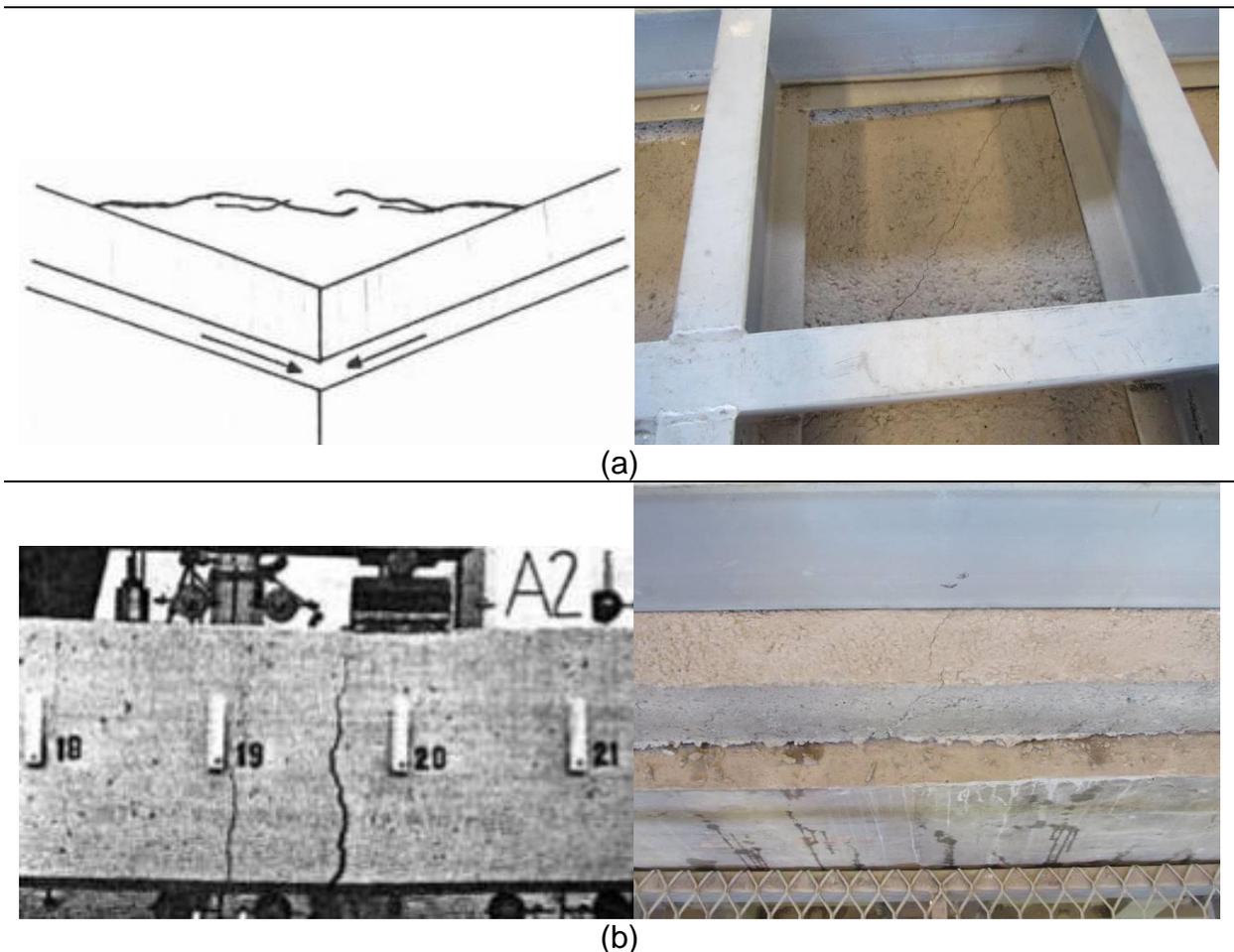
O ensaio teve duração de 174 minutos, chegando a temperaturas internas aproximadas de 1050 °C, portanto foi esperado um tempo de 4 horas após o ensaio para realizar a abertura do forno por meio de uma porta de inspeção (Figura 34) que se mantém fechada ao longo do ensaio para verificar se houve ocorrência de deslocamento do concreto das vigotas, fato este que não ocorreu em nenhuma das vigotas da laje, isso pode ser explicado segundo Kodur (2007), que o concreto não chegou ao valor máximo de resistência a tração, bem como as poropressões do processo de vaporização da água presente no interior não possibilitou aumento nestas tensões. Essa explicação pode ser dada em função do cobrimento das vigotas, que tem 2 cm de espessura, e o concreto não ter altas resistências e ser do tipo convencional, portanto não tiveram suas armaduras expostas diretamente às altas temperaturas, motivo este que sustenta a afirmação de que a laje não teve um mecanismo de ruptura. A determinação do tempo de resistência ao fogo ocorreu

durante o período em que se manteve com os critérios de isolamento térmico, estanqueidade a gases quentes e a fumaça e estabilidade estrutural.

#### 4.2.2.1 Estanqueidade a passagem de gases quentes e fumaça

Nos momentos iniciais percebeu-se um deslocamento significativo nas bordas da laje, o mesmo gerou um desprendimento das bordas da laje em relação ao quadro de concreto. As primeiras fissuras foram registradas aos 22 minutos de ensaio, essas mesmas tiveram abertura majorada próximo aos 90 minutos de ensaio, no entanto essas fissuras não geraram liberação de gases quentes e fumaça. As fissuras características de retração térmica são apresentadas na Figura 59a e de rótula predominante com momento fletor são demonstradas na Figura 59b.

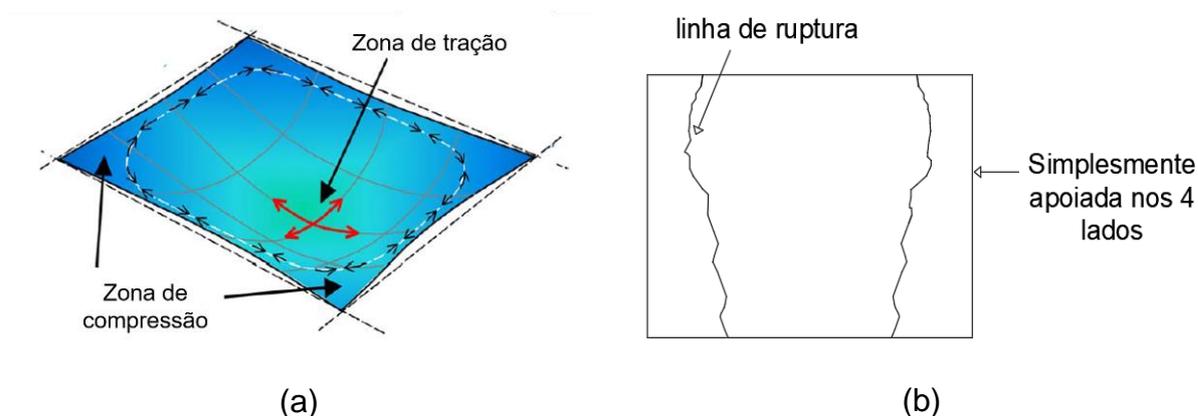
Figura 59 – Fissuras de (a) retração térmica e (b) rótula com momento fletor predominante



Fonte: Adaptado de Dal Molin (1988)

Em relação a fissura apresentada na Figura 59, pode-se dizer que houve o efeito de membrana, onde os deslocamentos das bordas são em relação ao eixo y para cima e em relação ao eixo x para dentro do forno, gerando um acúmulo de tensões de tração do centro da amostra (Figura 60a), que tende a apresentar maiores deslocamentos, gerando uma restrição por parte das bordas, onde então são observadas as fissuras, tal qual apresentada pela Figura 60b.

Figura 60 – (a) efeito de membrana e (b) padrão das linhas de ruptura da laje ensaiada



Fonte: Adaptado de Bailey (2004)

Foram realizados três testes de estanqueidades nas bordas citadas, onde houve aparecimento de aberturas, foram realizados aos 50 minutos, 143 minutos e 173 minutos de ensaio, no entanto nenhum dos testes realizados teve a inflamação do chumaço de algodão, dessa forma, é possível afirmar que o ambiente adjacente àquele em que o incêndio se inicia está sendo preservado, não alastrando o incêndio através de uma inflamação generalizada do ambiente por gases quentes, tal qual se refere o boletim técnico nº 46 da FIB (FIB, 2008). A Figura 61a demonstra o local da abertura e a Figura 61b o teste de estanqueidade realizado.

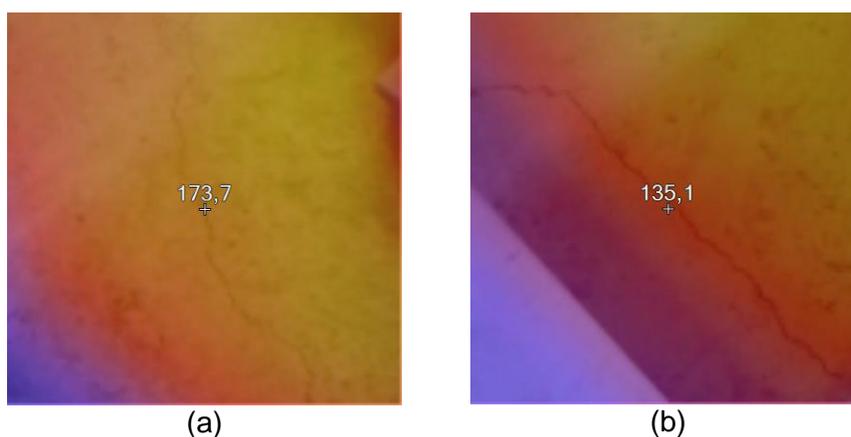
Evidenciando ainda que devido a coloração nas bordas das fissuras observou-se que por não ter cor escura não houve passagem de gases quentes a fim de elevar a temperatura além da localizada na face não exposta onde estavam localizados os sensores de temperatura. A Figura 62a e Figura 62b que foram realizadas com a câmera termográfica evidenciam o não crescimento significativo da temperatura nesses pontos de fissura na face não exposta diretamente ao fogo.

Figura 61 – (a) Configuração da abertura e (b) teste de estanqueidade



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 62 – Imagem termográfica realizada em (a) fissura ao centro da amostra e (b) na borda da amostra, aos 120 minutos de ensaio

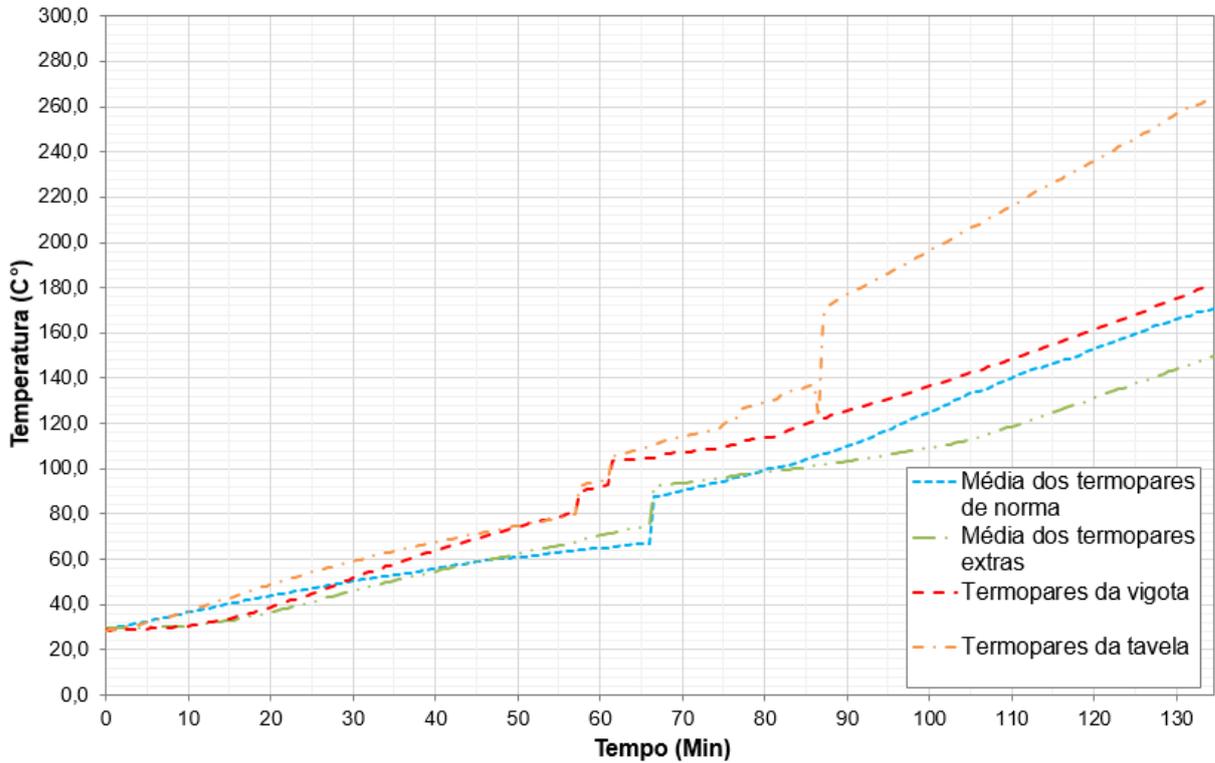


Fonte: Elaborado pelo autor

#### 4.2.2.2 Isolamento Térmico

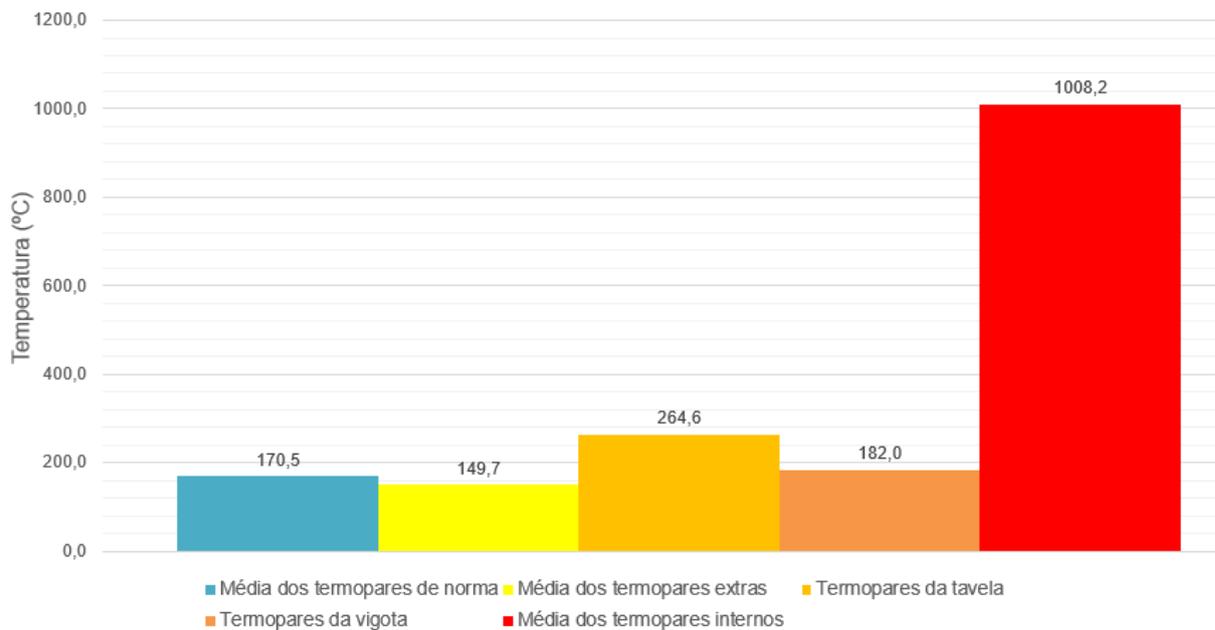
Durante o ensaio de resistência ao fogo foram registradas temperaturas na face interna e externa da laje e ao longo da sua seção, dividindo as faixas de medição em 3 pontos, de acordo com a Figura 35, 36 e 37. A temperatura registrada ao longo do ensaio possibilitou o traçado da Figura 63 ao longo do período de ensaio, enquanto que a temperatura última registrada aos 134 minutos no ensaio está representada no gráfico de barras da Figura 64.

Figura 63 – Temperatura em relação ao tempo de 134 minutos de ensaio



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 64 – Perfil de temperatura aos 134 minutos



Fonte: Elaborado pelo autor

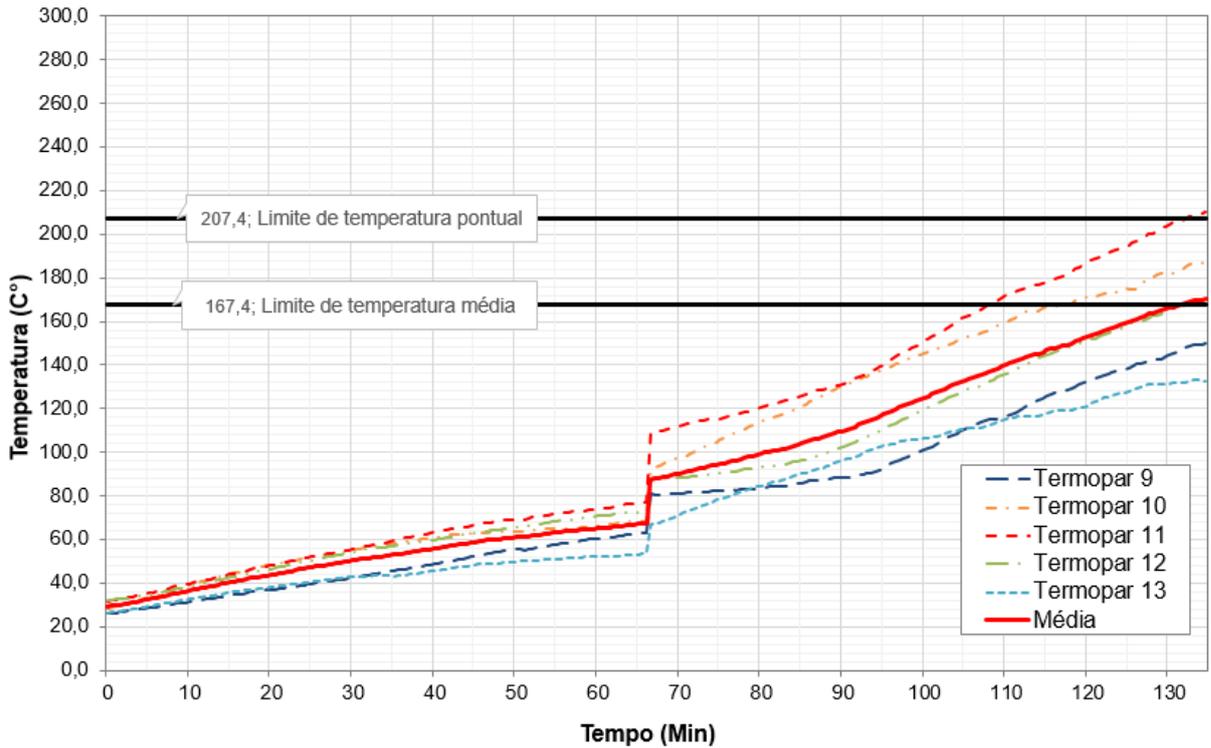
As figuras apresentadas demonstram a diferença entre a temperatura interna e a temperatura externa, demonstrando a capacidade de isolamento dos materiais e

demonstrando a diferença entre as condutividades dos materiais, evidenciando a disparidade entre a vigota e a tavela, que teoricamente estão no mesmo nível, no entanto a condução do calor que ocorre nas tabelas que possui menor densidade do que a vigota tenha maior temperatura, justificada também pelos coeficientes de condutividade térmica, onde segundo Perin e Silva (2014) as lajotas cerâmicas possuem valores variáveis de condutividade térmica, podendo ser adotado o valor com maior fator de segurança, utilizando  $1,05 \text{ W/m}^\circ\text{C}$  apresentado na NBR 15220 (ABNT,2005), enquanto que com a ação da temperatura o concreto tende a diminuir o valor de condutividade térmica, apresentando assim menores temperaturas em relação a cerâmica. Já para os requisitos avaliativos da NBR 5628 (ABNT, 2001), EN 1365-2 (2014) e ASTM E119 (2015) quanto a temperatura da face não exposta ao fogo dentre a média dos termopares a temperatura tem decréscimo em relação a camada adicional de 5 cm de capa de concreto que influi diretamente na classificação de tempo de resistência ao fogo da laje.

Por mais que a disparidade entre as temperaturas seja grande, a tendência de equilíbrio da temperatura interna do forno com a temperatura externa da amostra deve existir, no entanto a mesma é impossibilitada pela diferença do gradiente térmico entre os materiais e espessuras das camadas.

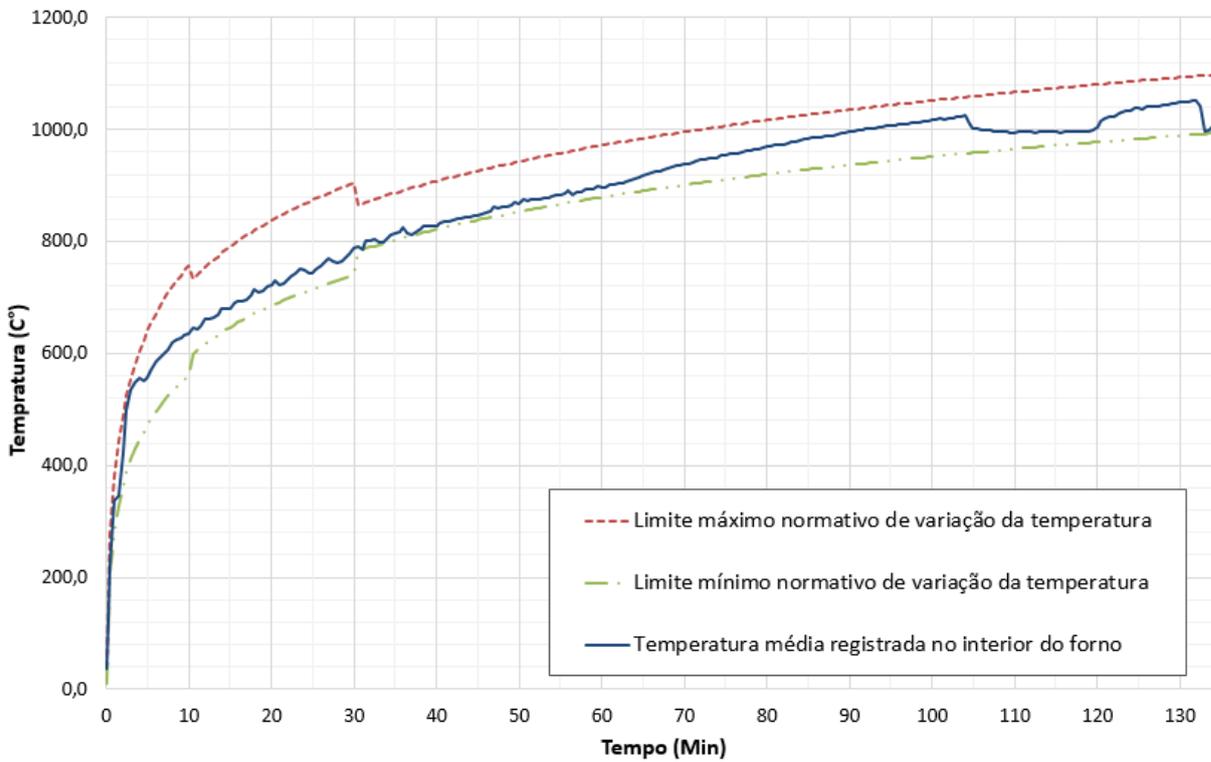
A Figura 65 demonstra a média dos termopares de norma e os limites impostos pela temperatura inicial do ensaio, que foi realizado à partir das 13:50 do dia 09/11/2018 com  $27,4 \text{ }^\circ\text{C}$  e umidade relativa do ar de 53,3%, no qual percebe-se que houve um pico de temperatura aos 66 minutos de ensaio, que pode ser explicado pela evolução da curva padrão de incêndio, que recebe um acréscimo de temperatura nesse instante, conforme Figura 66. Portanto esse sistema demonstrou isolamento térmico dentro dos limites durante 131 minutos, estando a temperatura acima da norma aos 131,5 minutos, superando as expectativas da simulação computacional de Pierin e Silva (2014), o qual cita que uma seção de laje composta por vigota e tavela, muito semelhante a laje experimentada nesse trabalho demonstra um tempo de resistência ao fogo de 62 minutos em relação ao isolamento térmico com as características de 8,0 cm de tavela cerâmica e 5,0 cm de capa de concreto, ou seja, a simulação nos dá ideias de conservadorismo, já que experimentalmente chegou-se a mais do que o dobro de resultados, demonstrando ainda que as características dos materiais influenciam diretamente nos resultados, visto que a avaliação experimental é fidedigna aos materiais utilizados em obra.

Figura 65 – Evolução da temperatura ao longo do ensaio



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 66 – Curva do ensaio para 134 minutos

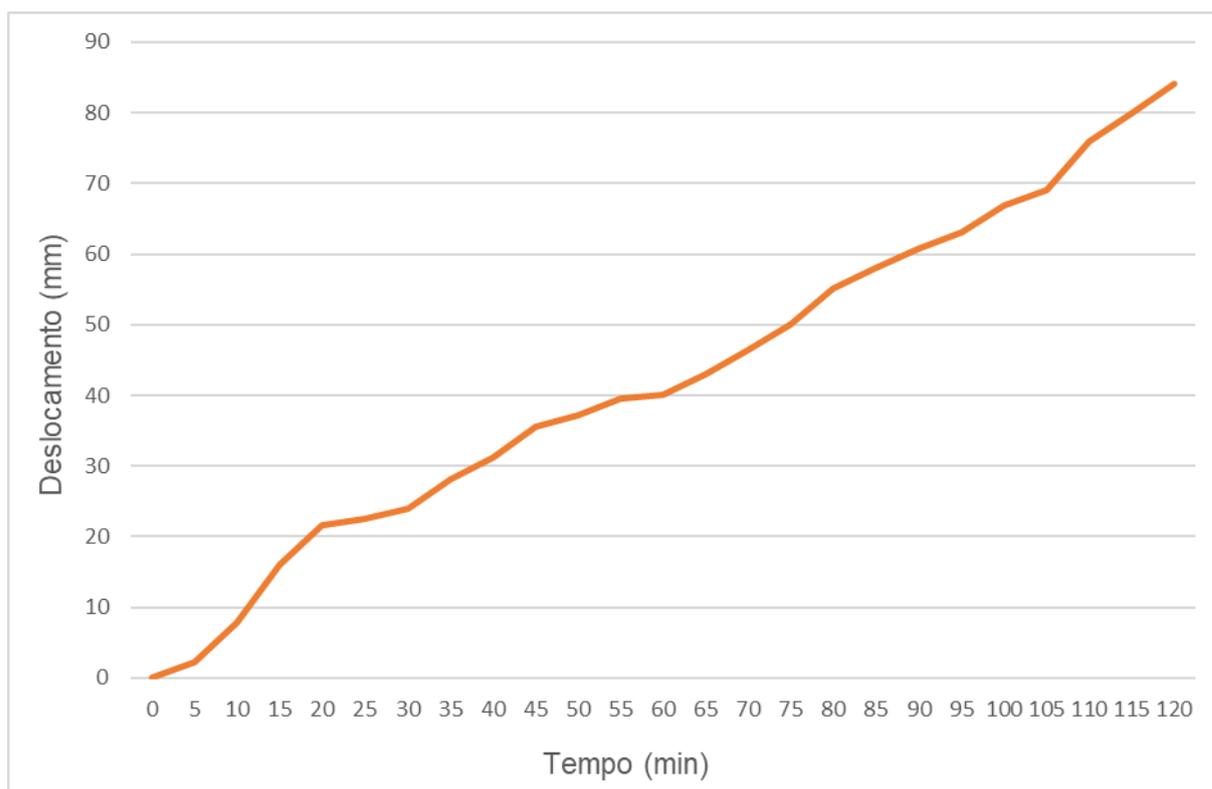


Fonte: Elaborado pelo autor

#### 4.2.2.3 Estabilidade Estrutural

Por meio de uma estação total, descrita na Figura 41, realizou-se anotações dos deslocamentos no eixo horizontal e vertical da parede durante o ensaio de resistência ao fogo, observando que durante os 134 minutos de ensaio o registro máximo de deslocamento evidenciado foi na ordem de 84,00 mm em relação ao interior do forno, evidenciado no centro da amostra, tal qual o esperado, sabendo que o deslocamento máximo possível por norma para não caracterizar perda de estabilidade mecânica é de  $L/30$ , de acordo com a NBR 5628 (ABNT, 2001) e o  $L$  é de 3,70m, portanto a flecha máxima era de 120,33 mm, e a resultante é equivalente a aproximadamente 70%, restando ainda 36,33 mm. A Figura 67 demonstra os deslocamentos medidos ao longo dos 134 minutos de ensaio.

Figura 67 – Deslocamento ao centro da LF2



Fonte: Elaborado pelo autor

Quanto a estabilidade final da amostra, a mesma demonstrou-se íntegra durante o período de ensaio e após 24h, visto que a norma prevê que seja realizado um carregamento da mesma grandeza 24h após o ensaio para verificar os requisitos mecânicos, atendendo a tal fator. Observa-se ainda, que a carga proposta de 250

kgf/m<sup>2</sup> não conseguiu ser cumprida, pois a amostra deslocou-se de maneira que o quadro de cargas ficasse totalmente apoiado nas bordas, simulando uma carga de parede, restringindo o giro da amostra, no entanto a carga de 2750 kg distribuída nas bordas da laje não foi o suficiente para restringir os deslocamentos, como evidenciado no desprendimento da laje em relação ao quadro de concreto aos 6 minutos de ensaio, portanto a carga aplicada foi de 150 kgf/m<sup>2</sup>, peso este distribuído pelas anilhas.

Quanto a face não exposta ao fogo foram observadas fissuras registradas, no entanto, como observado na Figura 68a a LF2 manteve-se íntegra. A face exposta ao fogo pós ensaio demonstrada na Figura 68 demonstra que não houve deslocamento do concreto, podendo ser considerada que as tensões de poropressão, e aquecimento dos fios de aço não demonstraram perda do quesito de resistência mecânica, o que demonstra que o concreto utilizado para a pré-fabricação da vigota possui permeabilidade suficiente para não gerar acúmulo de tensões de poropressão, outro item a ser observado é que o agregado de basalto influencia diretamente na condutividade térmica e na difusividade térmica (COSTA, 2002), bem como a utilização de agregados de granulometria fina não geram aumento do volume dos mesmos a ponto de gerar expansões prejudiciais e propícias ao “*spalling*” (MEHTA; MONTEIRO, 1994) e a mesma influencia no calor conduzido pelo concreto, evidenciando que as temperaturas que chegaram até os fios de protensão não foram suficientes para que houvesse perda de resistência mecânica das vigotas protendidas.

Da mesma forma que a primeira laje, o deslocamento da tavela pode ser explicada pelas deformações, visto que a aderência com o concreto e os deslocamentos podem ter gerado essa consequência, no entanto, como a lajota cerâmica tem função de enchimento, não há perda de estabilidade estrutural com a perda de seção da referida.

Figura 68 – Amostra pós ensaio na (a) face não exposta e (b) exposta ao fogo



Fonte: Elaborado pelo autor

#### 4.2.3 Comparativo de resistência ao fogo de ambos os ensaios

Por meio da Tabela 21 é possível observar a diferença de desempenho dos sistemas em relação ao tempo de ensaio que o forno esteve sob a curva padrão de incêndio. Na Tabela 21 há o inconveniente de que após os 42 minutos de ensaio da LF1 não houve um acompanhamento da curva padrão em relação ao forno horizontal de lajes.

Tabela 21 – Resultados obtidos para os ensaios

Avaliação	Laje 1	Laje 2
Tempo de ensaio	42 minutos	134 minutos
Média final da temperatura externa	44,7 °C	170,5 °C
Maior temperatura final externa	49,9 °C	210,4 °C
Estanqueidade	Sem inflamação	Sem inflamação
Deformação vertical máxima	18,7 mm	84,00 mm
Estabilidade estrutural	Sem danos estruturais	Sem danos estruturais
Classificação laje corta fogo de acordo com NBR 5628 (ABNT, 2001)	-	CF 131
Aplicabilidade segundo NBR 14432 (ABNT, 2001)	-	CF 120

Fonte: Elaborado pelo autor

Por meio da Tabela 22 é possível realizar uma comparação em relação ao isolamento térmico, estabilidade estrutural por meio do deslocamento e estanqueidade a gases quentes e fumaça, em função do desempenho do incêndio. A análise comparativa se dá, no entanto, no instante de 42 minutos, visto que é o tempo o qual o forno conseguiu manter-se igualmente dentro das margens da curva

padrão de incêndio em ambos os casos, é importante citar que todas as temperaturas pontuais máximas no instante citado foram registradas ao centro da laje, devido ao fato de que há dois queimadores indicados para essa região e é o ponto onde houve o maior deslocamento, ou seja, está mais próximo da chama gerada pelos queimadores.

Tabela 22 – Desempenho do isolamento térmico aos 42 minutos de ensaio

Avaliação	LF1	LF2
Temperatura do forno	828,6°C	839,4°C
Média da Temperatura externa	57,3°C	44,7°C
Temperatura máxima pontual externa	64,8°C	49,9°C
Temperatura das vigotas	86,5°C	66,2°C
Temperatura das tabelas	70,0°C	69,2°C
Deslocamentos	18,7 mm	31,23 mm

Fonte: Elaborado pelo autor

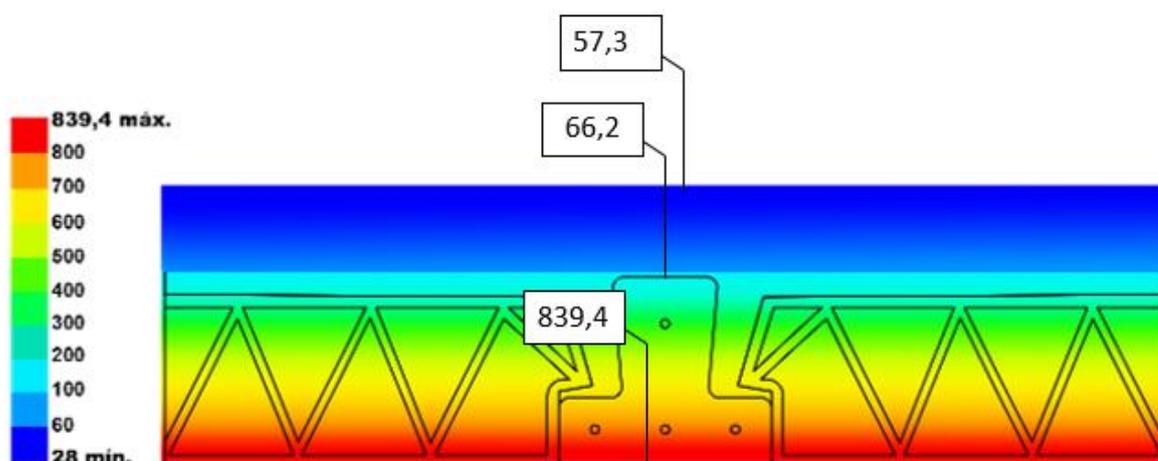
Em relação a temperatura interna do forno nota-se que a diferença de temperatura é de 10,8°C, no entanto não suficiente para a suprir a disparidade entre a temperatura média externa, onde LF1 apresentou 57,3°C e LF2 44,7°C, representando 12,6°C de diferença, que pode ser explicado por algum ponto com maior quantidade de vazios no concreto da LF1 ao centro da amostra, onde foi observada a temperatura máxima pontual externa no valor de 64,8°C, elevando a média dos termopares externos da mesma.

Em relação a medição da temperatura das vigotas houve uma grande disparidade, de 20,3°C, que pode ser atrelada pelo posicionamento do termopar, que pode ter pego a seção interna da vigota da LF1, e gerado um perfil de temperatura maior do que de fato ela possui na face da base superior, posicionamento este observado na LF2. Já o posicionamento das tabelas demonstrou-se coerente, visto que a diferença de temperatura na medição na face superior é de 0,8°C.

Os deslocamentos mensurados também foram relativamente maiores na LF2, sendo aproximadamente 60% superior do que a LF1, o que pode ser explicado pela aplicação de carga na LF2, que devido as observações realizadas no primeiro ensaio, respectivamente da LF1, posicionou-se o quadro de carga com ajustes nos pistões para que os mesmos pudessem acompanhar o deslocamento da laje, representando de maneira mais coerente as cargas que foram planejadas para serem aplicadas.

Em relação ao gradiente térmico ao longo da seção da laje, tal qual dito anteriormente para ambos os ensaios foi possível observar nos intervalos de medição uma diminuição da temperatura significativa com o acréscimo da capa de concreto e a diferença de temperatura localizada nas tabelas cerâmicas e na vigota de concreto. A Figura 63 abaixo demonstra o local de maior influência do isolamento térmico para a LF1, já que a mesma estava com temperaturas superior a LF2.

Figura 69 – Perfil de temperaturas ao longo da seção



Fonte: Elaborado pelo autor

A Figura 69 demonstra o comparativo de medição de temperatura ao longo das camadas em relação ao tempo de ensaio, evidenciando ainda a diferença de temperatura do forno. Percebe-se que em relação ao momento de 42 minutos a laje LF1 demonstrou um melhor desempenho, visto que a temperatura interna beira ao limite mínimo da curva padrão de incêndio, que por mais que tenha limites normativos próprios ainda impõe essa diferença de isolamento térmico do sistema. A variação indicada pode ser também apontada por variação na construção do sistema, pois a laje LF2 apresentou também maior quantidade de fissuras. Evidenciando a importância da execução deste tipo de laje, visto que em exceção, os momentos de fissuração para este caso não foram analisados.

#### 4.2.4 Comparativo normativo

Com o objetivo de comparar o comportamento dessas lajes nervuradas expostas a altas temperaturas, comparou-se os valores tabelados estabelecidos pela NBR 15200 (ABNT, 2012), com a finalidade principal comparativa do

isolamento térmico, seguindo o procedimento proposto pela NBR 5628 (ABNT, 2001). Segundo Pierin e Silva (2014) por meio de análises computacionais o isolamento térmico desse tipo de sistema com altura de capa de concreto de 5,0 cm e altura da lajota cerâmica de 8,0 cm extrapola a temperatura máxima normativa aos 62 minutos, no entanto de acordo ainda com o autor esse tipo de laje deveria ser analisado tal qual pela NBR 15200 (ABNT, 2012), tratando-a como uma estrutura de concreto e estabelecendo-a como uma laje nervurada simplesmente apoiada, gerando as análises da Tabela 23 abaixo, que consideram os valores resultantes das normas CEN 15037-1-2 (EN, 2008), da NBR 15200 (ABNT, 2012), BS 8110-2 (1985), EN 1992-1-2 (CEN, 2010), AS 3600 (2018) e a classificação do TRRF para a NBR 14432 (ABNT, 2001).

Tabela 23 – Dimensões mínimas de lajes nervuradas recomendadas por normas, em função do TRRF

Projeto em situação de incêndio para laje nervurada simplesmente apoiada nas 4 bordas					
TRRF	EN 1992-1-2 (2010)	BS 8110-2 (1985)	AS 3600 (2018)	EN 15037-1-2 (2008)	NBR 15200 (2012)
(min)	$h/c_{\min}$ (mm/mm)	$h/c_{\min}$ (mm/mm)	$h/c_{\min}$ (mm/mm)	$h/capa$ (mm/mm)	$h/c_{\min}$ (mm/mm)
30	60/ 20	75/ 15	60/ 15	<130/ 40	10
60	80/ 30	95/ 20	80/ 20	≥130/ 50	10
90	100/ 40	110/ 25	100/ 25	-	15
120	120/ 50	125/ 35	120/ 30	-	20

$c_{\min}$  = cobrimento mínimo

Fonte: Elaborado pelo autor

Por meio da Tabela 23 percebe-se que os tempos requeridos de resistência ao fogo elencados pelas normas de dimensionamento são excessivamente conservadores, pois são valores gerados à partir de simulações, na maioria delas com base na posição da armadura, avaliando a perda de resistência do aço. Outro fato se dá por meio do cobrimento mínimo dos sistemas, sendo que para atender a um TRRF de 120 minutos seria necessário um cobrimento mínimo de 20 mm, elencado pela NBR 15200 (ABNT, 2012), sendo que o cobrimento médio das vigotas era de 12mm, e o sistema contemplou os 120 minutos, esse fato pode ser explicado pelo tipo de nervura que as normas de dimensionamento de concreto armado, ou protendido utilizam, que é uma nervura vazada, sem preenchimento de blocos, caso este que se mostrou muito benéfico para a classificação do sistema de nervuras do tipo vigota e tavela, que com a adição da cerâmica como forma de preenchimento

serviu como proteção térmica às armaduras laterais, onde apenas um dos lados da vigota estava diretamente exposto às altas temperaturas.

É válido citar que a EN 15037-1-2 (2008) possui um anexo específico para determinação de resistência ao fogo de sistemas de vigota e tavela, no entanto, os valores tabulares são extremamente conservadores, visto que neste anexo não há descrição dos materiais. Outro item levado em consideração por esta norma é a estabilidade estrutural, que é considerada por cálculo, ou tabulada, que conforme esta norma a resistência máxima é de 30 minutos para a estabilidade estrutural, avaliada por meio de deslocamentos e por ensaios já realizados, tomando como base os resultados mais conservadores para a utilização generalizada.

Muitas das dimensões mínimas estipuladas pelas normas internacionais e pela norma brasileira para projeto em situação de incêndio são comumente utilizados como valores mínimos para lajes de utilização de projeto em situação de temperatura ambiente, tal qual especificado pela NBR 6118 (ABNT, 2014), na qual a Tabela 24 especifica as alturas mínimas e a Tabela 25 os cobrimentos mínimos.

Tabela 24 – Alturas mínimas de lajes conforme NBR 6118 (ABNT, 2014)

Finalidade da laje	Espessura mínima (mm)
Cobertura não em balanço	70
Piso não em balanço	80
Laje em balanço, ou que suportem veículos de até 30 kN	100
Lajes que suportem veículos com mais de 30 kN	120
Lajes com protensão	150

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 25 – Cobrimentos mínimos de estruturas de concreto conforme NBR 6118 (ABNT, 2014)

Classe de agressividade ambiental	Cobrimento mínimo (mm)
I fraca	20
II moderada	25
III forte	35
IV muito forte	45

Fonte: Elaborado pelo autor

Tal qual observado, muitas lajes que dimensionadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) respeitando os requisitos de espessura mínima e cobrimento mínimo em aliado com o método tabular da NBR 15200 (ABNT, 2012) conseguem atender a requisitos de obra, como especificado pela NBR 14432 (ABNT, 2001). No entanto, como os valores tabulares estipulados pela NBR 15200 (ABNT, 2012) são

conservadores, para comprovar que elementos componentes de um prédio são resistentes ao fogo tal qual desejado, é viável realizar ensaios laboratoriais, a fim de tornar as estruturas mais esbeltas, com redução na utilização de material na confecção de elementos da estrutura.

Um dos efeitos determinantes na estabilidade estrutural de elementos compostos por concreto armado é o efeito de dilatação térmica, o qual é desconsiderado (pelo menos diretamente) na NBR 15200 (ABNT, 2012), visto que os materiais que compõe o concreto reagem de maneira análoga em relação ao fogo, portanto as consequências são inesperadas para cada caso. No entanto, com os resultados de dilatação com a ação do incêndio que foi obtido principalmente por meio dos deslocamentos mensurados na ordem de 84 mm na LF2, durante o período de 134 minutos. Segundo Lima (2004), os agregados leves não são tão afetados pelo calor, por ocuparem um volume menor e expansão menor, sendo assim pode-se afirmar que o traço que é desconsiderado nos cálculos da NBR 15200 (ABNT, 2012) são de suma importância no desempenho mecânico das estruturas de concreto, sendo assim, mostra-se necessária a sua avaliação experimental em escala real de utilização para conhecimento da reação do mesmo quando exposto às altas temperaturas.

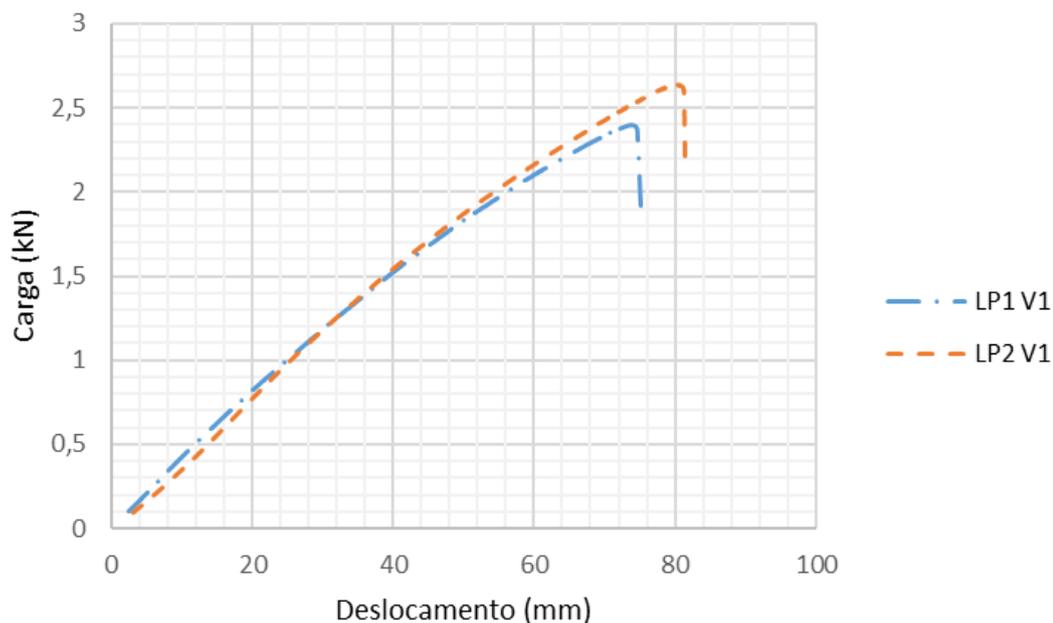
### 4.3 AVALIAÇÃO DE VIGOTAS E NERVURAS PÓS INCÊNDIO

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir da realização dos ensaios mecânicos das vigotas e das nervuras extraídas após a ação do incêndio.

#### 4.3.1 Vigotas

Foram realizados ensaios de flexão em três pontos, de duas vigotas, as quais foram extraídas da laje 1, a fim de conhecer o desempenho das mesmas após a ação da curva de incêndio padronizada. Os resultados referentes aos ensaios são apresentados a seguir na Figura 70 e pela Tabela 26, que demonstra as informações de carga de cada vigota e o deslocamento registrado ao longo do ensaio.

Figura 70 – Relação de carga por deslocamento das vigotas de  $\varnothing = 4$  mm pós fogo



Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 26 – Cargas de ruptura e deslocamento máximo das vigotas de  $\varnothing = 4$  mm pós fogo

Amostra	Carga de ruptura	Deslocamento
	(kN)	(mm)
VPF-1	2,40	73,76
VPF-2	2,64	80,13

Fonte: Elaborado pelo autor

Para fins comparativos, identifica-se que não houve perda de resistência da vigota, devido a forma de ruptura que é o concreto da base superior, justamente o menos afetado no ensaio de resistência ao fogo, que segundo os termopares instalados no ensaio chegaram a temperaturas de  $86,5^{\circ}\text{C}$ , temperatura esta que não gera perdas de materiais resistentes. Tal qual percebe-se que o aço não teve perdas de resistência, visto que este esteve protegido pelo concreto da vigota, não altera os resultados, onde é possível comparar com a Tabela 27, extraída da NBR 15200 (ABNT, 2012).

Tabela 27 – Relação entre a resistência ao escoamento da armadura submetidas a diferentes temperaturas e a resistência característica ao escoamento à temperatura ambiente

Temperatura do aço °C	Armadura passiva		Armadura ativa
	CA-50	CA-60	Fios e cordoalhas
20	1,00	1,00	1
100	1,00	1,00	0,99
200	1,00	1,00	0,87
300	1,00	1,00	0,72
400	1,00	0,94	0,46
500	0,78	0,67	0,22
600	0,47	0,40	0,1
700	0,23	0,12	0,08
800	0,11	0,11	0,05
900	0,06	0,08	0,03
1000	0,04	0,05	0
1100	0,02	0,03	0
1200	0,00	0,00	0

Fonte: Adaptado da NBR 15200 (ABNT, 2012)

Por meio da tabela podemos analisar que as temperaturas dos fios da vigota protendida não chegaram a temperaturas que reduzissem a resistência ao escoamento drasticamente, pois não houve perda de resistência mecânica durante o ensaio de flexão nos 3 pontos e nem perda de estabilidade durante o ensaio de resistência ao fogo. Esta análise pode partir ainda se a protensão desse sistema é realmente considerado no caso do dimensionamento em situação de incêndio, pois as resistências que atuam em uma barra de aço em uma estrutura de concreto armado é consideravelmente maior para situações onde há perdas abaixo de 50% da resistência ao escoamento.

Para tal a temperatura dos fios deveria ter chegado a 400 °C, enquanto que para as barras de CA-50 e CA-60 valores na ordem dos 600°C, o que indica que o fio de 4 mm da vigota talvez tenha agido como uma armadura passiva, não inferindo de maneira tão brusca na estabilidade estrutural do sistema. De acordo com Silva (2012) as estruturas de concreto protendido possuem como temperatura crítica de exposição das armaduras ativas de 350 °C para fios e cordoalhas.

Esse ensaio demonstrou que a grande falha do sistema se encontra no concreto, ou seja, se tivéssemos um concreto com maior resistência a compressão

teríamos uma vigota com desempenho melhor, aproveitando os benefícios dos fios de aço utilizados no sistema. Na Figura 71a pode ser identificada a configuração de rompimento da LP1 V1 e na Figura 71b pode ser identificada a forma de ruptura na LP1 V2.

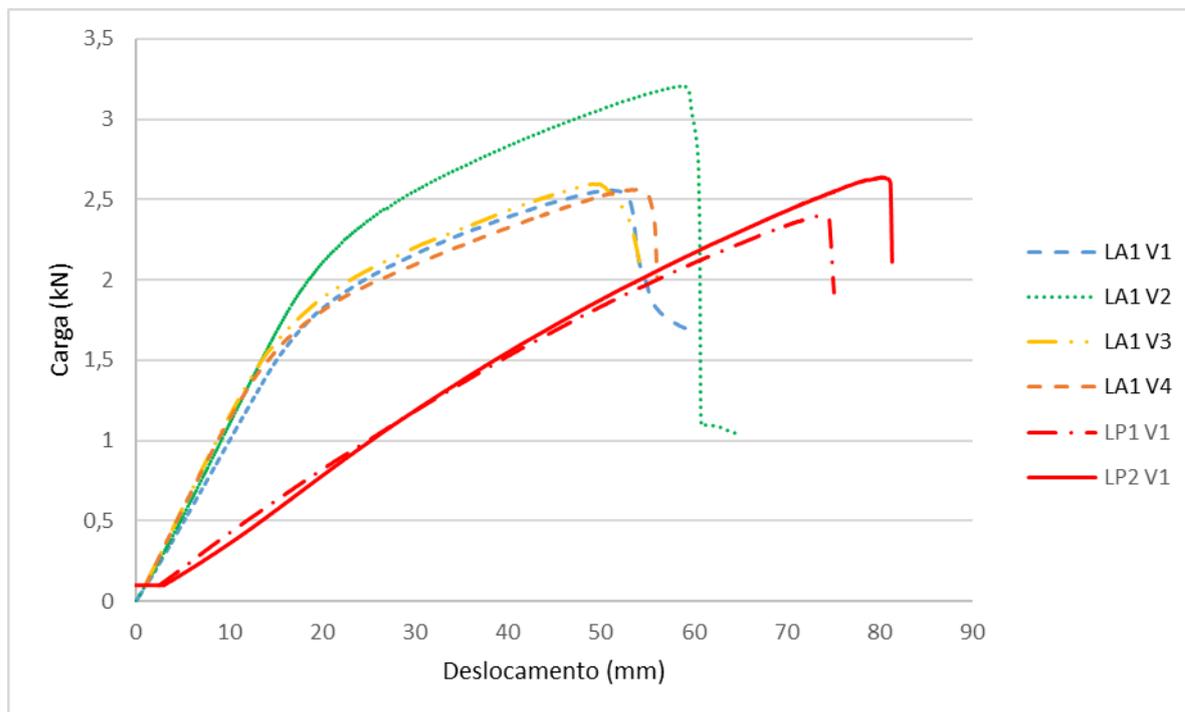
Figura 71 – Forma de ruptura da vigota (a) LP1 V1 e (b) LP2 V1



Fonte: Elaborado pelo autor

Os deslocamentos relacionados as vigotas a temperatura ambiente tiveram uma grande diferença, como evidenciado na Figura 72 que serve como comparativo de todas as vigotas ensaiadas. Essa disparidade pode ser explicada pela grande contra flecha que a amostra pós incêndio possuía, ou seja, ela teve que deslocar até os 90°, que foram contabilizados como deslocamentos de ensaio, após isto ela deslocou normalmente, tal qual visualmente pode ser analisado.

Figura 72 – Comparativo das resistências e deslocamentos das vigotas

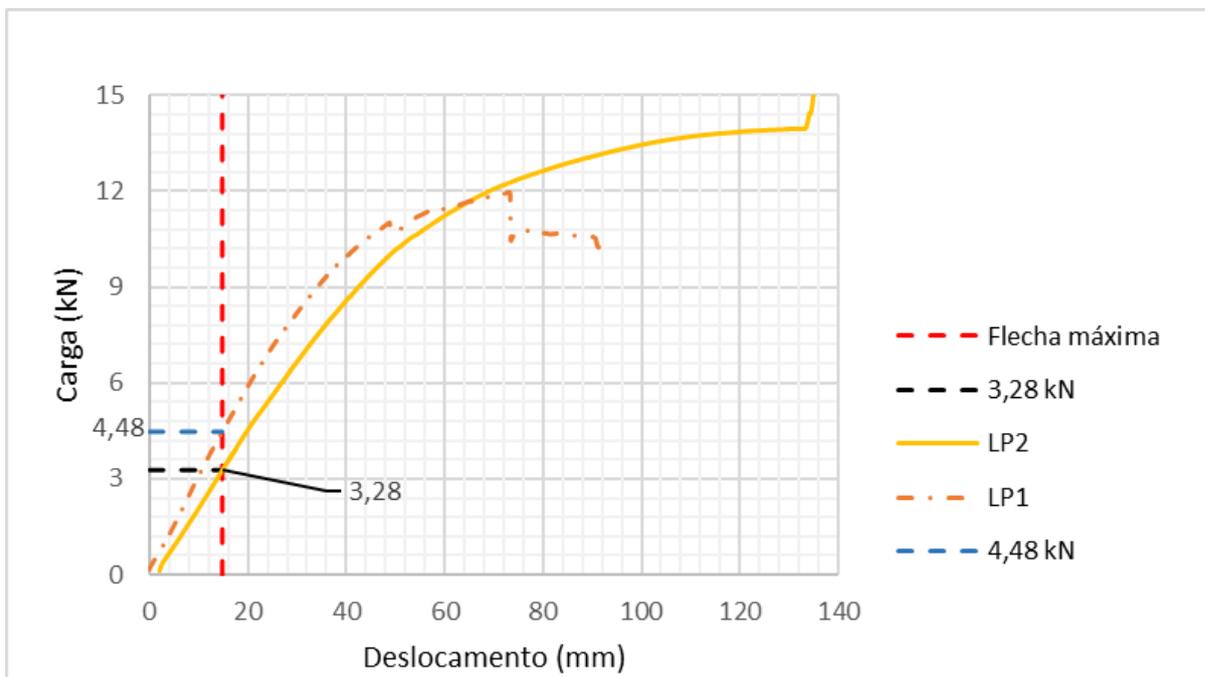


Fonte: Elaborado pelo autor

### 4.3.2 Nervuras

Como evidenciado, o momento de fissuração das lajes foi ignorado, visto que nessas nervuras já possuíam fissuras, sejam elas próprias do ensaio, ou então próprias do corte e da movimentação da nervura até o local de ensaio. A Tabela 28 evidencia as cargas de ruptura e o deslocamento máximo da LP1 e da LP2, já a Figura 73 apresenta a relação de carga por deslocamento de ambas as amostras.

Figura 73 – Relação de carga por deslocamento da LP1 e da LP2



Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 28 – Cargas e deslocamentos no instante da ruptura

Amostra	Carga de ruptura	Deslocamento
	(kN)	(mm)
LPF-1	11,96	73,19
LPF-2	15,93	135,71

Fonte: Elaborado pelo autor

Tal qual esperado, as nervuras seguiram a mesma linearidade das vigotas, não obtendo perda de resistência mecânica, tendo uma forma de rompimento frágil, a qual pode ser percebida nas diferenças das seções, que tiveram relações de carga diferente, sendo que a seção LP2 teve carga de ruptura bem superior à da LP1, que pode ser explicado pela fissuração das lajes, visto que o concreto da capa da laje, provavelmente estava com fissuras, corroborando com a menor resistência da mesma. No entanto, se comparado com os limites de flecha de  $L/250$ , percebe-se que a LP1 tem um desempenho melhor, visto que a relação de carga por deslocamento chega no valor de 4,48 kN para esse limite, enquanto que para a LP2 o valor é de 3,28 kN, variando em 1,2 kN ao valor de flecha. A Figura 74 demonstra o aspecto final das amostras, que tiveram rompimento semelhante.

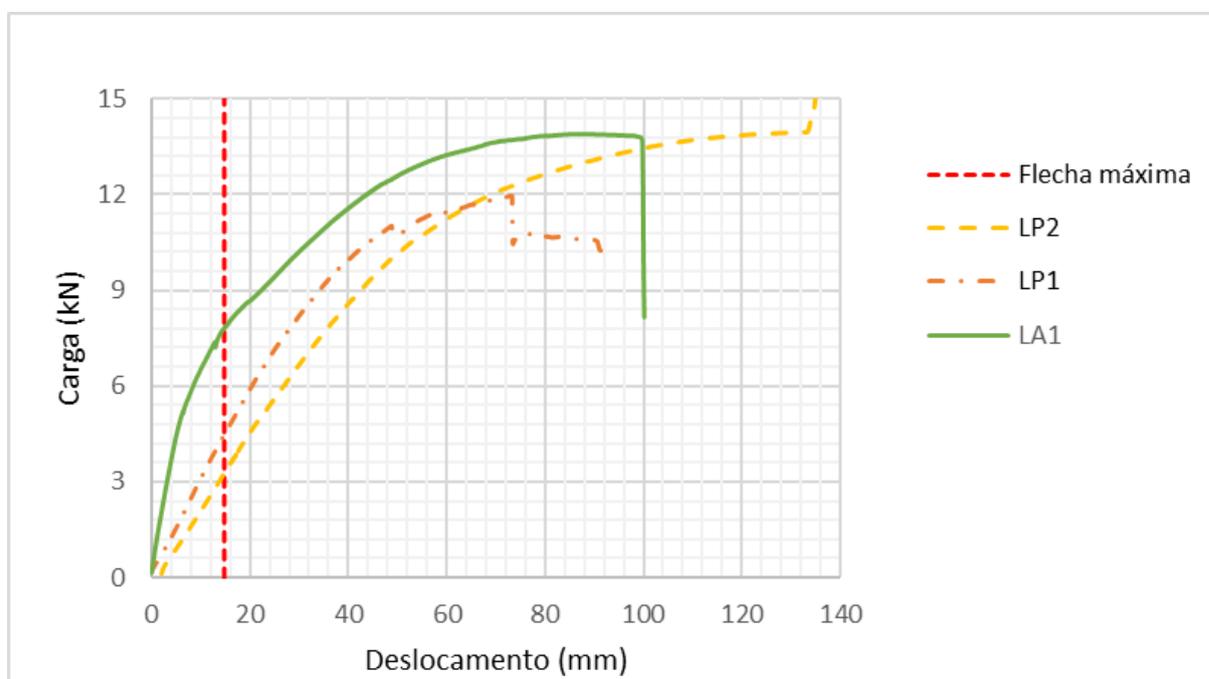
Figura 74 – Aspecto final da amostra



Fonte: Elaborado pelo autor

A Figura 75 compara os valores de resistência e deslocamento para os sistemas de nervura ensaiados antes de expostos às altas temperaturas, e pós incêndio.

Figura 75 – Comparativo entre nervuras



Fonte: Elaborado pelo autor

## 5 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo contribuir para a compreensão da avaliação da resistência ao fogo de lajes nervuradas de vigota protendida e tavela cerâmica, quanto aos fenômenos e ocorrências quando expostas às altas temperaturas. Esse trabalho tem alcunha inovadora, visto que não possui referências claras quanto a ensaios experimentais, portanto os resultados balizam futuros trabalhos. A primeira laje ensaiada teve um período de ensaio de 42 minutos, visto que o forno não atendeu a curva padrão de incêndio, no entanto, a segunda laje realizada tal qual a primeira, mantendo a curva da ISO 834-1 (1999) obteve valor de TRF de 134 minutos.

A avaliação do comportamento das lajes durante a sua exposição à curva de incêndio padrão compreendeu a verificação das deformações verticais ocorridas, a medição de temperatura nas bases superiores das vigotas e das tavelas e termopares na face não exposta ao fogo, atentando para possíveis ruídos da amostra que pudessem demonstrar deslocamento em determinado instante. As deformações ocorridas seguem a ideia de Bailey (2004) de que quando em situação de incêndio a laje tende a obter um efeito de membrana, deslocando a laje ao centro com valores maiores e as bordas da laje que são simplesmente apoiadas tendem a deslocar para fora do forno em relação ao eixo y e deslocando para dentro do forno em relação ao eixo x.

Os deslocamentos registrados na laje 1 foram na ordem de 18 mm, durante o período de 42 minutos, valores muito inferiores aos observados na laje 2, que chegaram na ordem de 84 mm, o que gerou fissuras típicas de deslocamento excessivo, de rótula por momento fletor nas bordas. Com relação aos registros de temperatura, para os valores máximos registrados nos pilares foi possível observar efeito significativo na condução do calor em relação aos diferentes tipos de materiais, assim como para a análise dos valores médios máximos de temperatura registrados nos termopares de norma e os termopares dispostos a mais para verificação de temperatura ao longo dos 14,2 m<sup>2</sup> de laje exposta ao fogo, onde o ponto mais quente da amostra demonstrou-se exatamente no centro geométrico, onde foi também o ponto de maior deslocamento, correlacionando temperatura com deslocamento.

Em relação aos parâmetros estabelecidos pelas normas de dimensionamento de concreto em situação de incêndio, NBR 15200 (ABNT, 2012), AS 3600 (2018), EN 1992-1-2 (2010), BS 8110-2 (1985), percebe-se que as mesmas são conservadoras e não consideram fatores experimentais nos seus métodos tabulares, visto ainda que das normas supracitadas não há método específico para a utilização do sistema de vigota e tavela, seguindo esses preceitos faz-se necessária a avaliação da resistência ao fogo desses sistemas experimentalmente, onde valores mais factíveis e reais são estipulados, mesmo que comparados com normas de dimensionamento internacionais, como o caso da EN 15037 (2008) que estipula um anexo para dimensionamento desse tipo de estrutura em específico. Portanto, realizando simulações por meio dos ensaios experimentais realizados é possível gerar discussões quanto a ideia de realização de uma versão brasileira da norma europeia, a fim de estipular valores mais reais e atualizados com a realidade brasileira de utilização desse sistema.

Quanto a avaliação da resistência mecânica do sistema, o programa experimental compreendeu ensaios de flexão em quatro pontos nas nervuras, bem como testes em três pontos de flexão nas vigotas protendidas. Em relação a análise das vigotas isoladamente, verificou-se um comportamento de ruptura semelhante em cada configuração, ou seja, em todas as situações, o rompimento se deu pela compressão do concreto na base superior da vigota (área de interface com a capa), cuja resistência do concreto foi a principal característica a ser melhorada. Estas informações podem indicar que melhorias no processo de produção das vigotas podem ser realizadas, a fim de não comprometer a qualidade dos lotes, uma vez que a garantia na repetição dos resultados torna confiável a análise, necessitando outros testes similares para atestar a confiabilidade do sistema e se realmente não terá perda de resistência mecânica em situação de incêndio com mais tempo de exposição.

Para as nervuras de vigotas com 4 mm, observa-se um comportamento de carregamento chegando aos limites de plasticidade do sistema, observando ainda, que os deslocamentos gerados nas seções avaliadas pós incêndio são muito superiores, visto que na seção a temperatura ambiente a relação de carga por deslocamento no momento de ruptura foi de atingiu 13,89 kN com um deslocamento máximo de 86,67 mm, demonstrando, no entanto uma carga de 7,81 kN até atingir o valor de flecha máxima de  $L/250$  imposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014), já a primeira seção ensaiada pós incêndio demonstrou valores de 11,96 kN e deslocamento de 73,19 mm explicado

pela fissuração dessa seção de laje, que pode ter ocorrido no transporte, durante o ensaio de resistência ao fogo, ou na extração da nervura para o ensaio, chegando no limite de flecha com 4,48 kN, valor este que é superior ao encontrado na segunda seção de laje, que teve valores na ordem de 3,28 kN, explicado pelo grande deslocamento sofrido pela mesma, que no momento último estava com 135,71 mm com uma carga de 15,93 kN. Demonstrando que não houve perda de resistência das nervuras com a ação do fogo neste caso.

## REFERÊNCIAS

ABILAJE, LAJES DO FUTURO. **Construção**, São Paulo, n. 2616. 1998.

AMARAL, E. C. et al. **O efeito do tratamento térmico a 300 °C na conectividade da estrutura de poros de argamassas de cimento Portland reforçadas por fibras de polipropileno**. *Cerâmica*, v. 58, n. 346, p. 262-269, 2012.

AMERICAN SOCIETY OF TEST MATERIALS. **ASTM E119: standard methods of fire test of building construction and materials: fire and flammability standards, test method**. West Conshohocken, PA, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2017.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14859-1: Lajes pré-fabricadas de concreto - Parte 1: Vigotas, minipainéis e painéis - Requisitos**. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14859-2: Elementos inertes para enchimento e fôrma - Requisitos**. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14859-2: Lajes pré-fabricadas de concreto - Parte 3: Armadura treliçadas eletrossoldadas para lajes pré-fabricadas — Requisitos**. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.** Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15220-2: Desempenho térmico de edificações Parte 2: Método de cálculo da transmitância térmica, da capacidade térmica, do atraso térmico e do fator solar de elementos e componentes de edificações.** Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15522: Laje pré-fabricada - Avaliação do desempenho de vigotas e pré-lajes sob carga de trabalho.** Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação.** Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5628: Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo.** Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738: Concreto – Processo para moldagem e cura de corpos de prova.** Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.** Rio de Janeiro, 2007.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6349: Barras, cordoalhas e fios de aço para armaduras de protensão - Ensaio de tração.** Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480: edificações Habitacionais – Desempenho. Parte 1: Requisitos gerais.** Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7481: Tela de aço soldada – Armadura para concreto.** Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7482: Fios de aço para estruturas de concreto protendido**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248: Agregados - Determinação da composição granulométrica**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 27: Agregados - Redução da amostra de campo para ensaios de laboratório**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 45: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios**. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 46: Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 52: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente**. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 53: Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água**. Rio de Janeiro, 2009.

AUSTRALIA, Standard. **Australian Standard for Concrete Structures AS 3600-2018**. Australia, 175pp, 2018.

AYALA, R. **Mechanical Properties and Structural Behaviour of Masonry at Elevated Temperatures**. Thesis - Universidade de Manchester, Manchester, 2011.

BAILEY, Colin G. **Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire**. Engineering Structures, v. 26, n. 12, p. 1691-1703, 2004.

BOLINA, Fabricio Longhi. **Avaliação experimental da influência dos requisitos de durabilidade na segurança contra incêndio de protótipos de pilares pré-fabricados de concreto armado.** 2016.

BRENTANO, T. **Como elaborar um plano de proteção contra incêndio (PPCI). Apostila - (Curso de Extensão Universitária), Departamento de Engenharia Civil,** Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, PUC/RS, Porto Alegre, RS, 2004, 95 p.

BRITEZ, Carlos Amado. **Avaliação de pilares de concreto armado colorido de alta resistência, submetidos a elevadas temperaturas.** Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. 2011

BRITISH STANDARD, **BS 8110-2. Structural Use of Concrete: Code of Practice for Special Circumstances.** 1985.

CALLISTER, William. **Ciência E Engenharia de Materiais: Uma Introdução.** Grupo Gen-LTC, 2000.

CAMACHO, J.S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural. Núcleo de Ensino e Pesquisa da Alvenaria Estrutural-NEPAE,** Ilha Solteira, São Paulo, 2006.

CAMPOSINHOS, Rui de Sousa. **Desempenho económico e estrutural de lajes aligeiradas com vigotas pré-tensionadas.** 2003.

CARVALHO, Roberto Chust et al. **Estado da arte do cálculo das lajes pré-fabricadas com vigotas de concreto.** Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado, v. 2, 2005.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado.** São Paulo: PINI, 2009.

CBPMESP. **Instrução Técnica n. 08: resistência ao fogo dos elementos de construção.** São Paulo, 2018.

CERÂMICA KASPARY. **Tabelas.** Bom Princípio, 2017. Disponível em: <<http://www.ceramicakaspary.com.br/web/produtos/tabelas>>. Acesso em: 14 de junho de 2018.

CONSTRUROHR. **Especificações Técnicas Construrohr**. Bom Princípio, 2018  
Disponível em: < [www.construrohr.com.br/arquivos/especificacoes-tecnicas-vigotas-de-concreto.pdf](http://www.construrohr.com.br/arquivos/especificacoes-tecnicas-vigotas-de-concreto.pdf)> Acesso em: 14 de junho de 2018.

COSTA, Carla Neves. **Dimensionamento de Elementos de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. 2008.

COSTA, Carla Neves; RITA, I.A; PIGNATTA, Valdir. **Princípios do “método dos 500 C” aplicados no dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio, com base nas prescrições da NBR 6118 (2003) para projeto à temperatura ambiente**. In: 46º Congresso Brasileiro do Concreto. Anais. IBRACON, Florianópolis. 2004.

COSTA, Carla Neves; FIGUEIREDO, Antônio Domingues de; SILVA, Valdir Pignatta. **Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas**. NUTAU, 2002-a, 2002.

COSTA, Carla Neves; SILVA, Valdir Pignatta. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Métodos tabulares apresentados em normas internacionais**. V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto. Anais. EPUSP, São Paulo, 2003.

COSTA, Carla Neves; SILVA, Valdir Pignatta. **Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio**. SEMINÁRIO INTERNACIONAL NUTAU, 2006.

CUNHA, Mateus Ortigosa. **Recomendações para projeto de lajes formadas por vigotas com armação treliçada**. 2012. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

DAL MOLIN, Denise Carpena Coitinho. **Fissuras em estruturas de concreto armado: análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no estado do Rio Grande do Sul**. 1988.

DI PIETRO, João Eduardo. **Projeto, execução e produção de lajes com vigotes pre-moldados de concreto**. 1993.

DROPPA JÚNIOR A., EL DEBS M. K. **Um estudo teórico-experimental do comportamento estrutural de vigotas e painéis com armação treliçada na fase de construção**. 42º Congresso Brasileiro do Concreto. São Paulo, SP. 2000.

DROPPA JÚNIOR, Alonso. **Análise estrutural de lajes formadas por elementos pré-moldados tipo vigota com armação treliçada.** 1999. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

ELLIOT, R. S. **Precast Frame Concepts, Economics and Architectural Requirements.** In: workshop on Design & Construction of Precast Concrete Structures. Construction Industry Training Institute. Singapore. 2002.

ESPAÑA, Ministerio de Fomento. **EF-96 – Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado.** Madrid, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **CEN 15037- 2. Precast concrete products - Beam-and-block floor systems - Part 2: Blocks.** Brussels, 2008.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **CEN 15037-1. Precast concrete products - Beam-and-block floor systems – Part 1: Beams.** Brussels, 2008.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1365-2: fire resistance tests for loadbearing elements: part 2: floors and roofs.** Brussels, 2000.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Fire design of concrete structures – materials, structures and modeling – state of art report.** Lausanne: fib, 2007. 97 f. (Bulletin d'information, 38).

FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues; CARVALHO, Roberto Chust; JUNIOR, Sydney Furlan. **O uso de sistemas de lajes com vigotas pré-moldadas na construção de residências de baixo custo.** In: IX Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. 2002.

FLETCHER, Ian A. et al. **Performance of concrete in fire: a review of the state of the art, with a case study of the Windsor tower fire.** 2006.

FLÓRIO, Márcio Cardozo. **Projeto e execução de lajes unidireccionais com vigotas em concreto armado.** 213 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2004.

FRANSSSEN, J. M.; ZAHARIA, R.; KODUR, V. **Designing Steel Structures for Fire Safety**. CRC Press, 2009.

GASPAR, Ricardo. **Análise da segurança estrutural das lajes pré-fabricadas na fase de construção**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. 1997

GOMIDE, K. A.; MORENO Jr., A. L. **Lajes pré-fabricadas em situação de incêndio. 2º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado**, São Carlos. 2009.

GRIFFIN, Mike; BEAVIS, Brian. **Fire Resistance of Prestressed Concrete**. 1992.

HANAI, João Bento de. **Fundamentos do concreto protendido**. São Carlos, EESC/USP, 2005.

HERTZ, K.D. **Limits of spalling of fire exposed concrete**, Fire Safety Journal. 2003

HERTZ, K.D., SORENSEN, L.S., **Test method for spalling of fire exposed concrete**, Fire Safety Journal 40. 466–476. 2005

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). **ISO 834-1: fire resistance tests – Elements of building construction**. Geneva, 1999.

KALIFA, Pierre; MENNETEAU, Francois-Dominique; QUENARD, Daniel. **Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures**. Cement and concrete research, v. 30, n. 12, p. 1915-1927, 2000.

KANT, Immanuel. **Sobre a Pedagogia**. Tradução de Francisco C. Fontenella. 2 ed. Piracicaba: Editora UNIMEP, 1999.

KASPARY, J. **Análise teórica e experimental de lajes pré-fabricadas compostas por vigotas protendidas**. 2017. 124 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) -- Escola Politécnica, Universidade do Vale do Rio dos Sinos (Unisinos), São Leopoldo, 2017.

KODUR V.K.R., PHAN L., **Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems**, Fire Safety Journal. 2007.

KODUR V.K.R., WANG T.C., CHENG F.P., **Predicting the fire resistance behaviour of high strength concrete columns**, Cement & Concrete Composites. 2004.

LI, Guo-Qiang; ZHANG, Nasi; JIANG, Jian. **Experimental investigation on thermal and mechanical behaviour of composite floors exposed to standard fire**. Fire Safety Journal, v. 89, p. 63-76, 2017.

LIMA, RCA et al. **Efeito de altas temperaturas no concreto**. SEMINÁRIO DE PATOLOGIAS DAS EDIFICAÇÕES, v. 2, 2004.

LOPES, André Felipe de Oliveira. **Estudo técnico comparativo entre lajes maciças e nervuradas com diferentes tipos de materiais de enchimentos**. 102 f. Monografia (Bacharel em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2012.

MARTHA, Luiz Fernando. **Análise de Estruturas: Conceitos e Métodos Básicos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010.

MEDRANO, M. L. O.; FIGUEIREDO FILHO, J. R.; CARVALHO, R. C. **Estudo de pavimentos de lajes formados por vigotas pré-moldadas: influência de nervuras transversais**. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, São Carlos, 2005.

MEHTA, Povindar K.; MONTEIRO, Paulo JM; CARMONA FILHO, Antônio. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. Pini, 1994.

MELO, C.E.E. **Manual Munte de Projetos em Pré-fabricados de Concreto / Munte Construções Industrializadas**. São Paulo. Editora Pini. 2004

MERLIN, Andrei José. **Momentos fletores negativos nos apoios de lajes formadas por vigotas de concreto protendido**. São Carlos, 2002.

MOREIRA, Michael Anderson Bica. **Estudo da influência do teor de umidade na resistência ao fogo de placas maciças pré-fabricadas de concreto**. 2016.

NGUYEN, T, MEFTAH, F. **Behavior of clay hollow - brick masonry walls during fire. Part1: experimental analysis**, Fire Safety Journal. 52, 2012.

NGUYEN, T. et al. **The behaviour of masonry walls subjected to fire: Modelling and parametrical studies in the case of hollow burnt-clay bricks.** Fire Safety Journal, v. 44, n. 4, p. 629-641, 2009.

ONO, Rosaria. **Parâmetros para garantia da qualidade do projeto de segurança contra incêndio em edifícios altos.** CEP, v. 5508, p. 080, 2007.

PHAN, L.T. et al. **Best practice guidelines for structural fire resistance design of concrete and steel buildings.** NIST Technical Note, 1681, p.199, 2010

PINHEIRO, Libânio Miranda; CATOIA, Bruna; CATOIA, Thiago. **Tabelas de Vigas: Deslocamentos e Momentos de Engastamento Perfeito.** São Carlos: Universidade de São Paulo, 2010. Notas de aula.

PURKISS, John A.; LI, Long-Yuan. **Fire safety engineering design of structures.** CRC Press, 2013.

RIBAS, Carlos; CLADERA, Antoni. **Experimental study on shear strength of beam-and-block floors.** Engineering Structures, v. 57, p. 428-442, 2013.

RODRIGUES, EEC. **Sistema de gestão da segurança contra incêndio e pânico nas edificações–Fundamentação para uma regulamentação nacional.** 2016. 336f. 2016. Tese de Doutorado. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SILVA, M. A. F. da. **Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado.** 2005. 242f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

SISTREL SC. **Laje treliçada com cerâmica.** Palhoça, 2018. Disponível em: <<https://sistrelsc.com/produtos/>>. Acesso em: 14 de novembro de 2018.

TEOMAC. **Estação Total Leica Viva TS15.** Espírito Santo, 2018. Disponível em: <http://www.teomac.com.br/wpcproduct/estacao-total-leica-viva-ts15/>. Acesso em: 26 de setembro de 2018.

VARGAS, M. R.; SILVA, V. P. E. **Resistência ao fogo das estruturas de aço.** p. 78, 2005.

WANG, Y. C. **Steel and composite structures**. London; New York: Spon Press, 2002.

ZHENG, W. Z. et al. **Experimental study on concrete spalling in prestressed slabs subjected to fire**. Fire Safety Journal, v. 45, n. 5, p. 283-297, 2010.

ZSEMBERY, S.; LAWRENCE, S. **The Properties of Clay Masonry Units**. Artarmon Think Brick, 2013.