

**UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS
UNIDADE ACADÊMICA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL, NÍVEL DOUTORADO**

**UNIVERSIDADE DE COIMBRA
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
DOUTORAMENTO EM ENGENHARIA DE SEGURANÇA AO INCÊNDIO**

FABRICIO LONGHI BOLINA

**ANÁLISE DO EFEITO DA CONTINUIDADE DE LAJES MISTAS COM CHAPA DE
AÇO COLABORANTE EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

**SÃO LEOPOLDO (BRASIL)
COIMBRA (PORTUGAL)**

2021

Fabricio Longhi Bolina

**ANÁLISE DO EFEITO DA CONTINUIDADE DE LAJES MISTAS COM CHAPA DE
AÇO COLABORANTE EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Tese apresentada como requisito parcial para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil e em Engenharia de Segurança ao Incêndio, no âmbito do convênio acadêmico internacional para a realização de doutorado em regime de cotutela, celebrado entre a Universidade do Vale do Rio dos Sinos e a Universidade de Coimbra.

Orientadores:

Prof. Dr. Bernardo Fonseca Tutikian – Unisinos, Brasil

Prof. Dr. João Paulo Correia Rodrigues – Universidade de Coimbra, Portugal

São Leopoldo, Brasil

Coimbra, Portugal

2021

B689

Bolina, Fabricio Longhi.

Análise do efeito da continuidade de lajes mistas com chapa de aço colaborante em situação de incêndio / Fabricio Longhi Bolina. – 2021.

341 f. : il. ; 30 cm.

Tese (doutorado) – Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade de Coimbra, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2021.

“Orientadores: Prof. Dr. Bernardo Fonseca Tutikian – Unisinos, Brasil ; Prof. Dr. João Paulo Correia Rodrigues – Universidade de Coimbra, Portugal”.

1. Lajes mistas de aço e concreto. 2. Incêndio. 3. Análise numérica. 4. Análise experimental. 4. Efeito de continuidade. I. Título.

CDU 624

Fabricio Longhi Bolina

**ANÁLISE DO EFEITO DA CONTINUIDADE DE LAJES MISTAS COM CHAPA DE
AÇO COLABORANTE EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Tese apresentada como requisito parcial para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil e em Engenharia de Segurança ao Incêndio, no âmbito do convênio acadêmico internacional para a realização de doutorado em regime de cotutela, celebrado entre a Universidade do Vale do Rio dos Sinos e a Universidade de Coimbra.

Aprovado em 28 de junho de 2021.

BANCA EXAMINADORA (JÚRI)

Prof. Dr. Carlos Alberto Mendes Moraes
Universidade do Vale do Rio dos Sinos (Unisinos), Brasil

Prof. Dr. Fernando Pedro Simões da Silva Dias Simão
Universidade de Coimbra (UC), Portugal

Prof. Dr. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Brasil

Prof. Dr. Maurício Mâncio
Universidade do Vale do Rio dos Sinos (Unisinos), Brasil

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Brasil

Prof. Dr. Bernardo Fonseca Tutikian
Universidade do Vale do Rio dos Sinos (Unisinos), Brasil

Prof. Dr. João Paulo Correia Rodrigues
Universidade de Coimbra (UC), Portugal

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Deus vivo. Eu O conheci da forma mais incrível ao logo desta jornada da tese. Ele me carregou no colo nos momentos de dificuldade e me conduziu até aqui.

Sou imensamente grato aos meus amados pais. Sinto que todas as etapas da minha vida se justificam neles. Juvenal Alves Bolina Filho e Maria Lúcia Longhi Bolina: meu amor por vocês não cabe em nenhuma poesia. Desculpas pela minha ausência.

Extendo meus agradecimentos a minha amada esposa Simone Waigand. Seu amor, carinho e, sobretudo, paciência me deram a paz necessária para esta jornada.

Agradeço aos meus orientadores desta tese, o prof. João Paulo Correria Rodrigues e prof. Bernardo Tutikian. O prof. João Paulo foi um grande mestre. Seus ensinamentos e conselhos técnicos foram extraordinariamente valiosos e me proporcionaram grande crescimento profissional. Ao prof. Bernardo agradeço a sua orientação e colaboração na parte experimental. Trabalhamos juntos por quase sete anos no itt Performance e desfrutamos de uma parceria exitosa. Grato pelas oportunidades e ensinamentos.

Obrigado itt Performance/Unisinos por acreditar no meu trabalho.

Agradeço aos colegas do ittPerformance/Unisinos pelo auxílio na elaboração da parte experimental, especialmente a Amanda Bavaresco, Diego Logue, Gustavo C. Manica, Gian Moreira, Giovana Poleto, Giulia Bolezina, Hinoel Zamis, José Augusto Malvessi, Lucas Führ, Matheus Donadello, Matheus G. Dilly, Nicolas Gomes, Nicolás Schorn, Roberto Christ.

Obrigado a Bianca Barros, da Arcelor/Mittal Perfilor, pelo apoio a esta pesquisa.

Extendo meu agradecimento ao Ten-Cel. Eduardo Estevam C. Rodrigues, do CBMRS, por ser um incentivador deste conhecimento. És uma das minhas referências.

As disciplinas deste doutoramento foram feitas na Universidade de Coimbra. Logo, eu agradeço aos professores desta universidade pelo ensino em alto nível. Muito aprendi e devo a eles a bagagem técnica para viabilizar este estudo. Agradecimento especial ao prof. Fernando Luís da Silva Ferreira pelo auxílio e colaboração na parte numérica.

Agradeço aos colegas do doutoramento em Segurança ao Incêndio da Universidade de Coimbra, em especial ao colega Rafael Luiz Galvão de Oliveira. Sua ajuda na parte numérica do estudo foi fundamental e cirúrgica.

Agradeço as empresas apoiadoras desta pesquisa: ArcelorMittal Brasil, CKC Proteção Passiva e Molder Estruturas.

RESUMO

As estruturas mistas de aço e concreto tratam-se de uma solução frequente em edifícios altos, justo onde as exigências de segurança estrutural ao incêndio são intensificadas. No caso das lajes mistas, a exposição direta da chapa perfilada metálica incorporada (*steel deck*) ao ambiente e a sua sensibilidade as altas temperaturas pressupõe rápida falência ao incêndio, o que tem sido contornado com a adição de armaduras suplementares.

Este estudo avaliou a influência da utilização destas armaduras no desempenho ao fogo de lajes mistas. Estima-se que a substituição das armaduras positivas (AP) por negativas (AN) otimize o consumo de aço destas estruturas, pois a chapa já funciona como AP e as AN estão termicamente mais protegidas. As AN inclusive mitigam os momentos positivos solicitantes, a responsabilidade mecânica da chapa e incorpora redundância estrutural.

Esta tese realizou uma análise numérica e experimental de lajes mistas estruturalmente contínuas ao incêndio. Comparou-se a influência do uso de armaduras positivas (AP) e/ou negativas (AN) na sua *performance* em altas temperaturas. No estudo numérico, adotou-se dois critérios de análise: (C1) distribuição de temperatura em estado estacionário com aumento do carregamento aplicado ao longo do tempo, e (C2) distribuição de temperatura em estado transiente com carregamento constante no tempo. O C1 permitiu determinar a capacidade última da laje para determinada temperatura e tempo da ISO 834, enquanto que o C2 sua resistência ao fogo. A magnitude das tensões desenvolvidas foram medidas e discutidas para ambos os casos. A simulação numérica foi feita no *software* Abaqus.

A parte experimental foi usada na calibração paramétrica dos modelos numéricos. Foram construídos 17 protótipos de lajes mistas em escala real especificadamente para o estudo, sendo 9 com dimensões de 886x4600 mm e 8 de 3000x4600 mm, avaliados a temperatura ambiente (ensaio de flexão simples de cinco pontos) e altas temperaturas (forno horizontal com a curva da ISO 834) com 18 meses de idade. Os protótipos foram testados com apoio intermediário rígido, formando 2 vãos de 2300 mm cada. Estes ensaios propiciaram 31 pontos de validação do modelo numérico proposto, creditando-o para este estudo.

Como resultado, o C1 direcionou a respostas de perspectiva termomecânica, enquanto o C2 de vies termo-físico-mecânico. Claramente notou-se que o princípio de cálculo da EN 1994-1.2 e NBR 14323 fundamenta-se no C1. Entretanto, o C1 não permite identificar o incremento do estado de tensão na laje pelos efeitos térmicos, tal como a mobilização de membrana, o que só é possível no critério C2. O C2 ainda possibilita identificar as fissuras desenvolvidas no concreto e o desprendimento da chapa da laje durante o incêndio. O C2

mostrou resultados mais realistas, porém é mais complexo e demorado frente ao C1, pois envolve parâmetros termo-físico-mecânicos que variam no tempo, além de diversos testes para a determinação do carregamento crítico das lajes mistas.

Tanto na perspectiva do C1 quanto C2 a substituição de AP por AN não foi interessante. As lajes somente com AP mostraram os melhores resultados. Retirar as AP comprometeu o momento positivo resistente, tornando-se o ponto frágil da laje ao incêndio. Nesse caso, o uso de AN foi inócuo, tornando-as sub-aproveitadas. Isso ocorreu pois o comportamento misto ao incêndio inexistiu devido ao desprendimento da chapa por volta dos primeiros 5 min de exposição às altas temperaturas. A continuidade estrutural foi, inclusive, afetada por fissuras do *thermal bowing* desde os primeiros 10 min.

Entendeu-se necessário ajustes no método simplificado de cálculo do EN 1994-1.2 e NBR 14323, pois é baseado somente no C1. O fato motivou a proposição de novas formulações algébricas de cálculo na tentativa de incorporar simplificada o C2 nas equações de definição do momento resistente ao incêndio. Também se propôs uma nova metodologia para a definição das temperaturas no concreto, armaduras positivas, negativas e chapa. Uma nova tabela simplificada de definição do isolamento térmico da laje foi proposta.

Palavras-chave: Lajes mistas de aço e concreto. Incêndio. Análise Numérica. Análise Experimental. Efeito de continuidade.

ABSTRACT

Composite steel and concrete structures are an interesting solution in tall buildings, just where structural fire safety design procedures are rigorous. In the case of composite steel deck and concrete slabs, the exposure of the steel decking to the environment and its sensitivity to high temperatures presupposes rapid collapse in fire conditions, which has been resolved with the addition of reinforcements.

This research evaluated the influence of the use of reinforcements on the fire performance of the composite slabs. It has been estimated that the replacement of positive (AP) by negative (AN) rebars will optimize the steel consumption of these slabs, since the steel decking already works as AP and the AN is more thermally protected. The AN also mitigate the sagging bending moments and the mechanical responsibility of the steel decking in fire, and also increasing the structural redundancy.

To solve the problem, a numerical and experimental analysis of composite steel decking and concrete slabs structurally continuous in fire conditions was solved. The influence of the use of positive (AP) and / or negative (AN) rebars on the fire performance was compared. The slab without reinforcement was also analyzed. Numerically, two analysis criteria were adopted: (C1) constant temperature distribution with increased load on the slab over time, and (C2) variable temperature distribution with constant load on the slab over time. The C1 allows to determine the load capacity of the slab for a given temperature and / or time of ISO 834, while C2 its fire resistance rate (FRR). The stresses and deflections in the slabs were discussed for both C1 and C2 criteria. The numerical simulation was done in Abaqus software.

The experimental research was used in the parametric calibration of the numerical models. 17 full-scale prototypes of composite slabs were built: 9 with dimensions of 886x4600 mm and 8 of 3000x4600 mm, evaluated at normal (five point bending test) and high temperatures (with horizontal furnace according the ISO 834 curve) with 540 days of age. These prototypes were tested with rigid intermediate support, forming 2 spans of 2300 mm. These tests allowed the calibration of the numerical model with 31 reading points.

As a result, the C1 criterion showed thermomechanical responses, while C2 thermo-physical-mechanical. It was clearly noted that the design procedure of EN 1994-1.2 and NBR 14323 is based on C1. However, C1 does not allow to identify the increase in the stress state in the slab due to thermal effects, such as tensile membrane action, which is only possible in C2. The C2 also makes it possible to identify the concrete cracks and the detachment of the steel decking in fire. C2 showed more realistic results, but it is more

complex and time-consuming than C1, as it involves thermo-physical-mechanical parameters and several tests to define the ultimate loading of the slab at each time of ISO 834.

From the C1 and C2 perspective, the replacement of AP by AN was not interesting. The slabs with only AP showed the best results. Removing the AP compromised the ultimate moments of resistance for sagging bending, that becoming the weak point of the slab in fire. In this case, the use of AN was unnecessary, becoming underutilized. This is due to the loss of composite behavior in fire conditions, caused by the detachment of the decking before the initial 30 min. C2 also showed that the slabs with AP preserved the tensile membrane action for longer. The structural continuity was even affected by the concrete cracks produced by the thermal bowing since the first 10 min.

Some adjustments are needed in the simplified method of EN 1994-1.2 and NBR 14323, which is based on C1. This motivated the proposal of new formulations, in an attempt to simplify the C2 phenomenons in the fire-resistant moment equations of the standard. A new method has also been proposed for the definition of temperatures in concrete, positive and negative rebars and steel decking. A new table for the definition of the thermal insulation was presented.

Keywords: Composite steel deck and concrete slabs. Fire. Numerical Analysis. Experimental Analysis. Continuity effect.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	26
1.1 Considerações iniciais.....	26
1.2 Justificativa.....	27
1.3 Motivação	32
1.4 Objetivos	34
1.5 Estrutura da tese	34
2. REVISÃO DE LITERATURA	36
2.1 Lajes mistas de aço e concreto: aplicação	36
2.2 Desempenho a temperatura ambiente.....	39
2.2.1 Comportamento misto.....	40
2.2.2 Rigidez mecânica.....	45
2.2.3 Continuidade estrutural	49
2.3 Desempenho em altas temperaturas	54
2.3.1 Fatores térmicos	54
2.3.2 Fatores termomecânicos.....	57
2.3.3 Fatores termo-físico-mecânicos.....	59
2.3.4 Comportamento misto ao incêndio	65
2.3.5 Continuidade estrutural ao incêndio.....	67
3 INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL	81
3.1 Introdução	81
3.2 Materiais	81
3.3 Modelos experimentais	86
3.3.1 Temperatura ambiente.....	86
3.3.2 Altas temperaturas.....	88
3.3.3 Considerações parciais.....	90
3.4 Configuração dos ensaios.....	90
3.4.1 Temperatura ambiente.....	90
3.4.2 Altas temperaturas.....	92
3.4.3 Considerações parciais.....	94
3.5 Plano dos ensaios	94
3.5.1 Temperatura ambiente.....	95
3.5.2 Altas temperaturas.....	95
3.5.3 Considerações parciais.....	96
3.6 Procedimentos dos ensaios	97
3.6.1 Temperatura ambiente.....	98
3.6.2 Altas temperaturas.....	100
3.6.3 Considerações parciais.....	103
3.7 Apresentação dos resultados e discussão	104
3.7.1 Temperatura ambiente.....	104
3.7.2 Altas temperaturas.....	120

3.7.3 Considerações parciais.....	135
3.8 Considerações finais	136
4 INVESTIGAÇÃO NUMÉRICA.....	139
4.1 Introdução.....	139
4.2 Elementos finitos.....	140
4.3 Propriedades dos materiais	141
4.3.1 Mecânicas.....	142
4.3.2 Térmicas	145
4.3.3 Termomecânicas	148
4.3.4 Considerações parciais.....	153
4.4 Modelos numéricos.....	153
4.4.1 Mecânico (modelo 1)	153
4.4.2 Térmico (modelo 2).....	155
4.4.3 Termomecânico (modelo 3).....	157
4.4.4 Considerações parciais.....	159
4.5 Plano de simulações	160
4.5.1 Análise térmica	161
4.5.2 Análise termomecânica.....	166
4.5.3 Considerações parciais.....	170
4.6 Validação dos modelos numéricos.....	171
4.6.1 Mecânico (modelo 1)	171
4.6.2 Térmico (modelo 2).....	186
4.6.3 Termomecânico (modelo 3).....	189
4.6.4 Considerações parciais.....	199
4.7 Apresentação dos resultados e discussão	200
4.7.1 Análise térmica	200
4.7.2 Análise termomecânica.....	208
4.7.3 Considerações parciais.....	250
4.8 Considerações finais	251
5 PROPOSIÇÃO DE METODOLOGIAS DE CÁLCULO	253
5.1 Momentos resistentes na seção em caso de incêndio	253
5.1.1 Momento resistente positivo	253
5.1.2 Momento resistente negativo	257
5.1.3 Considerações parciais.....	260
5.2 Temperaturas na seção em caso de incêndio	261
5.2.1 Temperaturas na chapa perfilada	261
5.2.2 Temperaturas no concreto	261
5.2.3 Temperaturas nas armaduras positivas	266
5.2.4 Temperaturas nas armaduras negativas	268
5.2.5 Isolamento térmico.....	273
5.2.6 Considerações parciais.....	275
5.3 Considerações finais	276
6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	277

REFERÊNCIAS.....	284
ANEXO A – Caracterizações complementares dos materiais	291
ANEXO B – Projeto dos protótipos de laje do estudo experimental.....	294
ANEXO C – Projeto das peças complementares do estudo experimental .	297
ANEXO D – Gráficos complementares da investigação numérica.....	299
ANEXO E – Tabelas complementares da investigação numérica	330
ANEXO F – Aplicações do método de cálculo proposto	333

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Laje mista de aço e concreto	26
Figura 2 – Incêndio com colapso estrutural em edifícios de múltiplos pavimentos ...	28
Figura 3 – Incêndio com colapso estrutural em patrimônios históricos	29
Figura 4 – Lajes mistas em edifícios de múltiplos pavimentos e elevada altura.....	30
Figura 5 – O incêndio e as consequências em estruturas mistas	30
Figura 6 – Detalhe de uma laje mista de aço e concreto	36
Figura 7 – Chapa perfilada que compõe as lajes mistas	37
Figura 8 – Modos de ruptura de lajes mistas submetidas ao ensaio de flexão	39
Figura 9 – Fatores influentes relativos a chapa na sua interação com o concreto	41
Figura 10 – Ensaio de flexão com análise da interação chapa-concreto	42
Figura 11 – Comprovação experimental do escorregamento chapa-concreto	43
Figura 12 – Estudo em escala real e reduzida da interação chapa-concreto.....	44
Figura 13 – Carregamento vs (a) flecha e (b) deformações longitudinais	45
Figura 14 – Estudo do carregamento vs escorregamento relativo da chapa	47
Figura 15 – Estudo do carregamento vs deflexão vertical total da laje	48
Figura 16 - Tensões (a) antes e (b) após a perda de atrito aço-concreto	49
Figura 17 – Estudo do efeito de continuidade em lajes mistas com 2 vãos de 3 m ..	51
Figura 18 – Estudo do efeito de continuidade em lajes mistas com 2 vãos de 3,4 m	52
Figura 19 – Estudo do efeito de continuidade em lajes mistas com 2 vãos de 1,8 m	53
Figura 20 – Momento negativo desenvolvido na restrição à dilatação térmica	56
Figura 21 – Redistribuição dos momentos: (a) antes e (b) durante aquecimento	56
Figura 22 – Tensão vs deformação do concreto em altas temperaturas.....	59
Figura 23 – Investigação em escala real de edifício ao incêndio	60
Figura 24 – Comportamento de membrana e catenária de lajes mistas	61
Figura 25 – Sistemática do comportamento de membrana	62
Figura 26 – Distribuição dos esforços e a mobilização do efeito de membrana.....	62
Figura 27 – O desenvolvimento da ação de membrana em laje mista	63
Figura 28 – Rótulas plásticas produzidas ao longo do aquecimento da laje	64
Figura 29 – Anéis de compressão produzidos durante o aquecimento da laje	64
Figura 30 – Perda do comportamento misto em altas temperaturas.....	66
Figura 31 – Fissura em laje mista contínua: ensaio em Cardington, Inglaterra.....	68
Figura 32 – Fissura em laje mista contínua: ensaio em Munique, Alemanha	68

Figura 33 – Estudo de lajes mistas estruturalmente contínuas ao incêndio.....	70
Figura 34 – Estudo de lajes mistas estruturalmente contínuas com fibras metálicas	71
Figura 35 – Efeito da proteção térmica das vigas e vinculação das lajes	73
Figura 36 – Momento fletor provocado pelo efeito de membrana no centro da laje..	73
Figura 37 – As vigas intermediárias em lajes mistas contínuas ao incêndio	75
Figura 38 – Estudo de panos de lajes mistas expostas a incêndio real	76
Figura 39 – Características do estudo experimental de Nadjaj <i>et al.</i>	77
Figura 40 – Lajes mistas com diferentes configurações de vigas ao incêndio	79
Figura 41 – Características da seção das lajes experimentais (valores em mm).....	81
Figura 42 – Detalhe: (a) seção da chapa e (b) distribuição das mossas.....	83
Figura 43 – Detalhamento estrutural das lajes LA8 e LA9	87
Figura 44 – Vista geral da execução do projeto das LA.....	87
Figura 45 – Vista do (a) lançamento e (b) vibração do concreto das LA.....	88
Figura 46 – Detalhamento estrutural da LF6, LF7 e LF8.....	89
Figura 47 – Vista geral da execução do projeto das LF	89
Figura 48 – (a) vista geral e (b) pormenor da concretagem das lajes	90
Figura 49 – Esquema do ensaio de laje mista contínua para análise da LA	91
Figura 50 – Configuração geral do ensaio experimental das LA	91
Figura 51 – Esquema do ensaio de laje mista contínua para análise da LF	92
Figura 52 – Configuração geral do ensaio experimental das LF	93
Figura 53 – Vista interna do forno vertical, com a laje posicionada para ensaio	93
Figura 54 – Pontos de leitura experimentais	97
Figura 55 – Detalhe da instalação do extensômetro de lâmina.....	98
Figura 56 – Detalhe da instalação mecânica dos extensômetros	98
Figura 57 – Extensômetros: (a) meio do vão e (b) extremidade.....	99
Figura 58 – Pontos de medição das deformações verticais	100
Figura 59 – Forno horizontal empregado nos ensaios de resistência ao fogo	101
Figura 60 – Detalhe da locação dos termopares na seção da laje.....	102
Figura 61 – Detalhe da locação dos termopares da superfície	103
Figura 62 – Sistema de aplicação de carga e medição das deformações	103
Figura 63 – Carregamento vs tempo: análises numéricas e experimentais	104
Figura 64 – Alongamento da mesa superior e inferior da chapa no meio do vão ...	106
Figura 65 – Fissuras no concreto e instabilidades na chapa.....	107
Figura 66 – Alongamento da chapa junto ao apoio: modelo experimental.....	109

Figura 67 – Manifestações na região do apoio intermediário	110
Figura 68 – Alongamento da armadura positiva junto ao apoio intermediário	112
Figura 69 – Alongamento da armadura negativa junto ao apoio intermediário	114
Figura 70 – Deformações verticais dos protótipos experimentais	116
Figura 71 – Fissuras no meio do vão, no ponto de aplicação do carregamento	117
Figura 72 – Manifestações nas lajes após perda do comportamento misto	118
Figura 73 – Escorregamento relativo chapa-concreto	119
Figura 74 – Escorregamento relativo e desprendimento da chapa	120
Figura 75 – Curva de temperatura do forno horizontal: ensaio lajes LF1 a LF8.....	120
Figura 76 – <i>Performance</i> da laje na relação tempo-temperatura da ISO 834	121
Figura 77 – Fissuras na laje na região do apoio intermediário	122
Figura 78 – Separação vertical concreto-chapa e levantamento de borda	122
Figura 79 – Fissura na região de momento positivo.....	123
Figura 80 – Fissura longitudinal	123
Figura 81 – Evolução do desprendimento da chapa perfilada do concreto	124
Figura 82 – Temperatura no concreto do alinhamento A da seção	125
Figura 83 – Temperatura no concreto do alinhamento B da seção	125
Figura 84 – Temperatura nas armaduras positivas e negativas.....	126
Figura 85 – Temperatura mesa inferior e superior da chapa perfilada	126
Figura 86 – Vista inferior da laje, após ensaio.....	129
Figura 87 – Desprendimento da chapa perfilada do concreto	129
Figura 88 – Isolamento térmico das lajes experimentalmente avaliadas	129
Figura 89 – Deformação longitudinal armaduras positivas.....	131
Figura 90 – Deformação longitudinal armaduras negativas	131
Figura 91 – Deformações (flechas) no vão 1 das lajes avaliadas em laboratório....	132
Figura 92 – Deformações (flechas) no vão 2 das lajes avaliadas em laboratório....	132
Figura 93 – Escorregamento relativo entre a chapa e o concreto	133
Figura 94 – Levantamento mediatriz (meio) das lajes avaliadas em laboratório	134
Figura 95 – Levantamento da borda das lajes avaliadas em laboratório	134
Figura 96 – Elementos finitos adotados no modelo numérico	141
Figura 97 – Relação tensão-deformação do concreto à compressão	142
Figura 98 – Relação tensão-deformação do concreto à tração.....	142
Figura 99 – Parâmetro de dano ao concreto	143
Figura 100 – Relação tensão vs deformação do aço das armaduras	143

Figura 101 – Relação tensão vs deformação do aço da chapa	144
Figura 102 – Calor específico do concreto: modelo numérico.....	146
Figura 103 – Variação da densidade do concreto: modelo numérico.....	146
Figura 104 – Condutividade térmica do concreto: modelo numérico.....	146
Figura 105 – Calor específico do aço CA-50: modelo numérico	147
Figura 106 – Condutividade térmica do aço CA-50: modelo numérico	147
Figura 107 – Condutividade térmica do aço da chapa: modelo numérico	147
Figura 108 – Resistência a compressão do concreto: modelo numérico	149
Figura 109 – Resistência a tração do concreto: modelo numérico.....	149
Figura 110 – Diagrama tensão-deformação do concreto: modelo numérico	149
Figura 111 – Diagrama tensão-expansão do concreto: modelo numérico	149
Figura 112 – Módulo de elasticidade longitudinal do concreto: modelo numérico ..	150
Figura 113 – Coeficiente de Poisson do concreto: modelo numérico.....	150
Figura 114 – Extensão térmica do concreto: modelo numérico.....	150
Figura 115 – Coeficiente alpha do concreto: modelo numérico.....	150
Figura 116 – Coeficiente de dano ao concreto comprimido: modelo numérico	150
Figura 117 – Coeficiente de dano ao concreto tracionado: modelo numérico	150
Figura 118 – Tensão resistente do aço CA-50: modelo numérico.....	151
Figura 119 – Módulo elasticidade do aço CA-50: modelo numérico	151
Figura 120 – Diagrama tensão-deformação do aço CA-50: modelo numérico.....	151
Figura 121 – Extensão térmica do aço CA-50: modelo numérico	151
Figura 122 – Tensão resistente do aço da chapa: modelo numérico	152
Figura 123 – Módulo elasticidade do aço da chapa: modelo numérico.....	152
Figura 124 – Diagrama tensão-deformação da chapa: modelo numérico	152
Figura 125 – Condutividade térmica do aço da chapa: modelo numérico	152
Figura 126 – Extensão térmica do aço da chapa: modelo numérico.....	153
Figura 127 – Coeficiente alpha do aço da chapa: modelo numérico.....	153
Figura 128 – Modelo de cálculo de calibração parâmetros mecânicos (modelo 1).154	
Figura 129 – Modelo de cálculo: análise numérica - parâmetros mecânicos	155
Figura 130 – Modelo de cálculo: análise numérica - parâmetros térmicos.....	156
Figura 131 – Modelo de análise térmica da seção	156
Figura 132 – Desprendimento da chapa	156
Figura 133 – Modelo de cálculo: calibração parâmetros termomecânicos (modelo 3a)	157

Figura 134 – Modelo de cálculo: análise numérica - parâmetros termomecânicos .	158
Figura 135 – Modelo de cálculo: análises termomecânicas (modelo 3b)	159
Figura 136 – Resumo: análises adotadas na investigação numérica.....	161
Figura 137 – Características geométricas da seção admitida no comparativo	162
Figura 138 – Geometria da chapa perfilada com $h_f = 75\text{mm}$	162
Figura 139 – Pontos de leitura das temperaturas na proposição das equações.....	165
Figura 140 – Pontos de medição das tensões: lajes numericamente analisadas ...	167
Figura 141 – Calibração alongamento da chapa junto ao vão central.....	172
Figura 142 – Tensões na chapa ao longo do carregamento: região meio do vão...	174
Figura 143 – Calibração alongamento da chapa junto ao apoio intermediário.....	176
Figura 144 – Tensões na chapa na região apoio intermediário.....	177
Figura 145 – Calibração do alongamento das armaduras no apoio intermediário ..	179
Figura 146 – Calibração da deformação vertical (flecha)	182
Figura 147 – Deformações verticais totais: comparativo entre ME e MN	183
Figura 148 – Calibração do escorregamento relativo chapa-concreto	184
Figura 149 – Comparativo esforços no concreto.....	186
Figura 150 – Calibração do isolamento térmico	187
Figura 151 – Calibração das isotermas: alinhamento A da seção.....	187
Figura 152 – Calibração das isotermas: alinhamento B da seção.....	188
Figura 153 – Calibração das temperaturas nas armaduras	188
Figura 154 – Calibração da deformação vertical (flecha)	191
Figura 155 – Calibração do escorregamento relativo chapa-concreto	192
Figura 156 – Calibração da deformação da mediatriz.....	194
Figura 157 – Calibração das fissuras junto ao apoio intermediário	195
Figura 158 – Calibração das fissuras junto ao meio do vão	196
Figura 159 – Calibração das fissuras entre as nervuras da laje.....	197
Figura 160 – Calibração do desprendimento da chapa.....	198
Figura 161 – Isotermas da seção para diferentes tempos da ISO 834	201
Figura 162 – Modelo numérico: temperaturas nas armaduras	202
Figura 163 – Modelo numérico: curvas de temperatura na chapa	202
Figura 164 – Modelo numérico: temperaturas no concreto (linha A da seção)	203
Figura 165 – Modelo numérico: temperaturas no concreto (linha B da seção)	204
Figura 166 – Carregamentos últimos para diferentes tempos da ISO 834.....	209
Figura 167 – Redução da resistência por laje para diferentes tempos da ISO 834.	209

Figura 168 – Esforços na seção em altas temperaturas (meio do vão)	211
Figura 169 – Variação posição da linha neutra e as armaduras (meio do vão)	212
Figura 170 – Deslocamento linha neutra e armaduras positivas (meio do vão)	213
Figura 171 – Carregamentos últimos conforme a ISO 834	214
Figura 172 – Coeficiente de redução da resistência por laje	215
Figura 173 – Laje sem e com barras negativas: esforços na chapa	217
Figura 174 – Barras positivas e a continuidade ao incêndio (apoio intermediário) ..	218
Figura 175 – Esforços concreto comprimido (apoio intermediário)	218
Figura 176 – Deformações verticais para diferentes instantes da ISO 834	220
Figura 177 – Escorregamento relativo para diferentes instantes da ISO 834	222
Figura 178 – Tensões na LAN3 ao longo da exposição ao incêndio padrão	225
Figura 179 – Tensões na [LAN 3 v2,3 q4,0]	227
Figura 180 – Tensões na [LAN 6 v2,3 q4,0]	232
Figura 181 – Tensões na [LAN 9 v2,3 q4,0]	235
Figura 182 – Tensões produzidas nas armaduras positivas (Ar.1)	237
Figura 183 – Tensões produzidas nas armaduras positivas (Ar.2): vão de 2,3 m ...	238
Figura 184 – Tensões produzidas nas armaduras positivas (Ar.2): vão de 3,5 m ...	239
Figura 185 – Tensões produzidas nas armaduras negativas (Ar.3)	240
Figura 186 – Tensões produzidas na chapa perfilada (Ch.1): vão 2,3 m	242
Figura 187 – Tensões produzidas na chapa perfilada (Ch.1): vão 3,5 m	242
Figura 188 – Tensões produzidas no concreto, meio do vão (Co.1): vão 2,3 m	243
Figura 189 – Tensões produzidas no concreto, meio do vão (Co.1): vão 3,5 m	244
Figura 190 – Tensões no concreto, meio do vão (Co.2): vão 2,3 m	245
Figura 191 – Tensões no concreto, meio do vão (Co.2): vão 3,5 m	246
Figura 192 – Tensões produzidas no concreto, meio do vão (Co.3): 2,3 m	247
Figura 193 – Tensões no concreto, apoio intermediário (Co.4): vão 2,3 m	248
Figura 194 – Tensões no concreto, apoio intermediário (Co.5): vão 2,3 m	249
Figura 195 – Tensões no concreto, apoio intermediário (Co.5): vão 3,5 m	249
Figura 196 – Momento resistente positivo: sem armaduras (caso I)	254
Figura 197 – Momento resistente positivo: sem armaduras (caso II)	254
Figura 198 – Momento resistente positivo: armaduras positivas (caso I)	255
Figura 199 – Momento resistente positivo: armaduras positivas (caso II)	256
Figura 200 – Momento resistente negativo: armaduras negativas (caso I)	257
Figura 201 – Momento resistente negativo: armaduras negativas (caso II)	257

Figura 202 – Momento resistente negativo: armaduras positivas e negativas (I)....	258
Figura 203 – Momento resistente negativo: armaduras positivas e negativas (II)...	259
Figura 204 – Temperatura no concreto na nervura, laje com $h_f = 59\text{mm}$	261
Figura 205 – Temperatura no concreto acima na nervura, laje com $h_f = 59\text{mm}$	263
Figura 206 – Temperatura no concreto na nervura, laje com $h_f = 75\text{mm}$	264
Figura 207 – Temperatura no concreto acima na nervura, laje com $h_f = 75\text{mm}$	265
Figura 208 – Temperatura nas armaduras positivas, laje com $h_f = 59\text{mm}$	267
Figura 209 – Temperatura nas armaduras positivas, laje com $h_f = 75\text{mm}$	267
Figura 210 – Temperatura nas armaduras negativas, $h_c=40\text{mm}$ e $h_f=59\text{mm}$	268
Figura 211 – Temperatura nas armaduras negativas, $h_c=50\text{mm}$ e $h_f=59\text{mm}$	269
Figura 212 – Temperatura nas armaduras negativas, $h_c=60\text{mm}$ e $h_f=59\text{mm}$	269
Figura 213 – Temperatura nas armaduras negativas, $h_c=70\text{mm}$ e $h_f=59\text{mm}$	270
Figura 214 – Temperatura nas armaduras negativas, $h_c=40\text{mm}$ e $h_f=75\text{mm}$	270
Figura 215 – Referência para determinação do fator C_f	271
Figura 216 – Isotermas com $h_c =$ (a) 40 (b) 50 (c) 60 e (d) 70mm ($h_f = 59\text{mm}$)	272
Figura 217 – Isotermas $h_c=40\text{mm}$ ($h_f = 75\text{mm}$).....	273
Figura 218 – Isolamento térmico: temperaturas médias (ponto A e B)	274
Figura 219 – Isolamento térmico: temperaturas pontuais (ponto A ou B)	275
Figura 220 – Moldagem dos corpos de prova	291
Figura 221 – Procedimento do ensaio de abatimento do concreto	292
Figura 222 – Avaliação da resistência do concreto em altas temperaturas	292
Figura 223 – Avaliação da resistência da chapa perfilada em altas temperaturas ..	293
Figura 224 – Detalhamento lajes LA e LF	296
Figura 225 – Projeto das peças auxiliares para ensaio das lajes LA	297
Figura 226 – Projeto e detalhamento do quadro auxiliar QA das LF	298
Figura 227 – Tensões e deformações na LAN1	301
Figura 228 – Tensões e deformações na LAN2	304
Figura 229 – Tensões e deformações na LAN3	307
Figura 230 – Tensões e deformações na LAN4	310
Figura 231 – Tensões e deformações na LAN5	313
Figura 232 – Tensões e deformações na LAN6	316
Figura 233 – Tensões e deformações na LAN7	319
Figura 234 – Tensões e deformações na LAN8	322

Figura 235 – Tensões e deformações na LAN9	326
Figura 236 – Tensões e deformações na LAN10	329
Figura 237 – Convenção das aplicações dos métodos de cálculo propostos	333

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Obras no Brasil com o uso de lajes mistas de aço e concreto	38
Tabela 2 – Obras no mundo com o uso de lajes mistas de aço e concreto	38
Tabela 3 – Composição granulométrica dos agregados graúdos	82
Tabela 4 – Composição granulométrica dos agregados miúdos.....	82
Tabela 5 – Resumo propriedades da chapa perfilada	83
Tabela 6 – Caracterização mecânica da chapa para altas temperaturas.....	84
Tabela 7 – Traço adotado no estudo.....	84
Tabela 8 – Concreto das lajes avaliadas a temperatura ambiente.....	85
Tabela 9 – Concreto das lajes avaliadas em altas temperaturas	85
Tabela 10 – Resultados caracterização mecânica do concreto nas temperaturas....	86
Tabela 11 – Nomenclatura dos protótipos das LA.....	95
Tabela 12 – Nomenclatura dos protótipos das LF	96
Tabela 13 – Condições do ensaio das lajes LF	96
Tabela 14 – Resumo dos pontos de medição das deformações verticais.....	101
Tabela 15 – Temperatura média (TM) e desvio padrão (DP) do concreto	127
Tabela 16 – Temperatura média (TM) e desvio padrão (DP) das armaduras	128
Tabela 17 – Temperatura média (TM) e desvio padrão (DV) da chapa perfilada....	128
Tabela 18 – Comparativo dos resultados com estudos experimentais já feitos	138
Tabela 19 – Parâmetros associados aos danos na plasticidade do concreto	142
Tabela 20 – Parâmetros de interface: tangencial	145
Tabela 21 – Parâmetros de interface: coesão.....	145
Tabela 22 – Propriedades térmicas do ar a 1 atm de pressão	148
Tabela 23 – Parâmetros da seção transversal usados no comparativo entre modelo experimental e numérico: armaduras negativas e isolamento térmico	162
Tabela 24 – Nomenclatura dos protótipos das LAN – Critério C1	167
Tabela 25 – Nomenclatura dos protótipos das LAN – Critério C2	169
Tabela 26 – Temperaturas nas armaduras: normativo, experimental e numérico ..	204
Tabela 27 – Temperaturas na chapa: normativo, experimental e numérico.....	205
Tabela 28 – Coordenadas das isotermas para temperatura limite	206
Tabela 29 – Comparativo temperaturas: normativo e numérico.....	206
Tabela 30 – Comparativo tempo de isolamento térmico: normativo e numérico.....	207
Tabela 31 – Exemplo de aplicação do fator Cf	272

Tabela 32 – Proposição: espessura efetiva na resistência ao fogo.....	273
Tabela 33 – Valores do abatimento do concreto	292
Tabela 34 – Deformações verticais (flecha): altas temperaturas.....	330
Tabela 35 – Carregamentos últimos (altas temperaturas) na seção 1	331
Tabela 36 – Carregamentos últimos (altas temperaturas) na seção 2	331
Tabela 37 – Escorregamento relativo chapa-concreto: altas temperaturas	332
Tabela 38 – Dados da seção transversal para a aplicação 1	334
Tabela 39 – Dados da seção transversal para a aplicação 2	335
Tabela 40 – Dados da seção transversal para a aplicação 3	337
Tabela 41 – Dados da seção transversal para a aplicação 4	339

SIGLAS

<i>ABNT</i>	Associação Brasileira de Normas Técnicas
<i>AN</i>	<i>Armadura negativa</i>
<i>AP</i>	<i>Armadura positiva</i>
<i>ASCE</i>	<i>American Society of Civil Engineers</i>
<i>CAE</i>	<i>Computer Aided Engineering</i>
<i>EN</i>	<i>European Standard</i>
<i>FEA</i>	<i>Finite Element Analysis</i>
<i>FLA</i>	Flambagem local da alma de perfis laminados
<i>FLM</i>	Flambagem local da mesa de perfis laminados
<i>FLT</i>	Flambagem lateral com torção de perfis laminados
<i>LA</i>	Protótipo de laje experimentalmente avaliada em temperatura ambiente
<i>LAN</i>	Modelo de laje avaliada numericamente (em elementos finitos)
<i>LF</i>	Protótipo de laje experimentalmente avaliada em altas temperaturas
<i>ME</i>	Modelo experimental de laje
<i>MN</i>	Modelo numérico de laje
<i>MPR</i>	Momento positivo resistente
<i>MPS</i>	Momento positivo solicitante
<i>MNR</i>	Momento negativo resistente
<i>MNS</i>	Momento negativo solicitante
<i>NBR</i>	Norma Brasileira de Regulação
<i>TRF</i>	Tempo de Resistência ao Fogo
<i>TRRF</i>	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas latinas

A_{blc}	Área da seção transversal da região comprimida da laje de concreto
A_F	Área da fôrma de aço da laje mista
$A_{F,ef}$	Área da seção efetiva da fôrma perfilada da laje mista, relativo a 1000mm
A_s	Área da seção transversal de armaduras positivas por metro
A'_s	Área da seção transversal de armaduras negativas por metro
C_1	Distância do eixo da armadura inferior à superfície inferior da laje
C'_1	Distância do eixo da armadura superior à superfície superior da laje
C_p	Calor específico
D	Difusividade térmica do concreto
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{c,\theta}$	Módulo de elasticidade do concreto na temperatura θ
E_s	Módulo de elasticidade do aço
$E_{s,\theta}$	Módulo de elasticidade do aço na temperatura θ
L_s	Vão de cisalhamento da laje mista, expresso em milímetros
$M_{Rd,fi}^+$	Momento positivo resistente plástico de cálculo em altas temperaturas
$M_{Rd,fi}^-$	Momento negativo resistente plástico de cálculo em altas temperaturas
$M_{pl,F,fi}$	Momento de plastificação total da chapa perfilada
$M_{pl,ac,fi}$	Momento de plastificação resistente proveniente do equilíbrio dos esforços internos na seção de concreto (excetuando-se a participação da chapa)
M_{Rd}	Momento fletor resistente de cálculo
M_{Sd}	Momento fletor solicitante de cálculo
N_C	Força resultante do concreto comprimido acima da L.N.P. (momento positivo)
N'_C	Força resultante do concreto comprimido abaixo da L.N.P. (momento negativo)
N_{CT}	Força resultante do concreto tracionado (momento positivo)
N_{AP}	Força resultante de armaduras positivas tracionadas (momento positivo)
N'_{AP}	Força resultante de armaduras positivas comprimidas (momento negativo)
N_{AN}	Força resultante de armaduras negativas comprimidas (momento positivo)
N'_{AN}	Força resultante de armaduras negativas tracionadas (momento negativo)

Letras minúsculas latinas

a	Altura do bloco de compressão do concreto da laje mista
-----	---

b	Largura unitária da laje mista
b_n	Largura entre duas nervuras consecutiva da fôrma de aço
b_F	Largura média da mísula ou nervura do perfil de aço da fôrma perfilada
b_1	Largura efetiva da laje a partir do eixo da viga
b_2	Largura efetiva da laje a partir do eixo da viga no lado oposto ao lado do b_1
c_a	Calor específico do aço
d	Altura total do perfil laminado
	Distância face superior da laje ao centro da armadura long. tracionada
d_F	Distância: superfície da laje concreto ao C.G. da seção da fôrma perfilada
$d_t(\sigma_t)$	Coeficiente de dano do concreto sob tensões solicitantes de tração
$d_c(\sigma_c)$	Coeficiente de dano do concreto sob tensões solicitantes de compressão
e	Distância do centro geométrico da área efetiva de fôrma à sua face inferior
e_p	Distância da linha neutra plástica da seção efetiva de fôrma à sua face inf.
f_c	Tensão resistente à compressão do concreto
f_{ck}	Tensão resistente característica à compressão do concreto
f_{cd}	Tensão resistente de cálculo à compressão do concreto
f_{ctk}	Tensão resistente à tração característica do concreto
f_{sd}	Tensão resistente de cálculo ao escoamento do aço da armadura
f_{tk}	Resistência a tração característica do concreto
f_u	Tensão resistente característica à ruptura do aço
f_{ucs}	Tensão resistente caract. à ruptura do aço do conector de cisalhamento
f_{yk}	Tensão resistente característica ao escoamento do aço da armadura
f_{yd}	Tensão resistente de cálculo ao escoamento do aço
$f_{yF,k}$	Tensão resistente característica ao escoamento do aço da fôrma perfilada
h_{ef}	Altura efetiva da laje de concreto com fôrma de aço incorporada
h_F	Altura das nervuras da fôrma de aço perfilada
h_t	Altura total da laje mista, incluindo fôrma e concreto
$k_{cc,\theta}$	Coeficiente de redução da tensão resistente à compressão do concreto na temperatura θ
$k_{tc,\theta}$	Coeficiente de redução da tensão resistente à tração do concreto na temperatura θ
$k_{tF,\theta}$	Coeficiente de redução da tensão resistente à tração da chapa perfilada na temperatura θ
$k_{c,\theta}$	Coeficiente de redução da tensão resistente à compressão do aço das armaduras na temperatura θ
$k_{t,\theta}$	Coeficiente de redução da tensão resistente à tração do aço das armaduras na temperatura θ

$q_{fi,d}$	Carga uniformemente distribuída de cálculo para a condição de incêndio
\dot{q}_c	Fluxo de calor efetivo por condução térmica
\dot{q}_r	Fluxo de calor efetivo por radiação térmica
r	Raio de giração da seção
t_c	Altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço das lajes mistas
t_F	Espessura da folha perfilada (fôrma) das lajes mistas
t_{nn}^0	Tensão de tração no parâmetro de coesão entre superfícies, normal ao plano
t_{ss}^0	Tensão de tração no parâmetro de coesão entre superfícies, direção 1
t_{tt}^0	Tensão de tração no parâmetro de coesão entre superfícies, direção 2
u	Perímetro exposto ao incêndio do perfil, expresso em metros.
z_i	Distância do eixo neutro plástico ao centro de gravidade da área A_i
z_j	Distância do eixo neutro plástico ao centro de gravidade da área A_j
x_{pl}	Posição da linha neutra plástica

Letras gregas

α	Relação entre largura da parte comprimida e plana da fôrma de aço Coeficiente de dilatação térmica
α_c	Coeficiente de transferência de calor por convecção.
γ_c	Coeficiente de ponderação da resistência do concreto
γ_{cs}	Coeficiente de ponderação da resistência do conector
γ_s	Coeficiente de ponderação da resistência do aço das armaduras
γ_n	Coeficiente de ponderação da resistência do aço dos perfis
λ	Condutividade térmica
λ_c	Condutividade térmica do concreto
$\lambda_{c,sup}$	Condutividade térmica superior do concreto
$\lambda_{c,inf}$	Condutividade térmica inferior do concreto
λ_s	Condutividade térmica do aço
μ	Coeficiente de fricção entre a chapa perfilada e o concreto
η	Número de nervuras da laje mista por metro de seção transversal
Δ	Deslizamento entre laje e viga na análise de vigas mistas
Δt	Intervalo de tempo, expresso em segundos
θ_c	Temperatura da seção na espessura 'x' da laje mista
$\Delta\theta_{a,t}$	Elevação de temperatura de um perfil sem revestimento contra fogo

θ_g	Temperatura dos gases, expressa em °C
θ_a	Temperatura da superfície do aço, expressa em °C
τ	Tensão de cisalhamento longitudinal resistente interface chapa-concreto
τ_{Rd}	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo do concreto
ρ_c	Massa específica do concreto
σ	Constante de Stefan-Boltzmann
ε^{el}	Deformação elástica do concreto
ε^{pl}	Deformação plástica do concreto
ε_{c1}	Deformação específica de encurtamento do concreto início do patamar plástico
$\varepsilon_{c1,\theta}$	Def. específica encurtamento concreto início do patamar plástico temperatura θ
ε_{cu}	Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura
$\varepsilon_{cu,\theta}$	Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura na temperatura θ
ε_f	Emissividade térmica da fonte de calor
ε_m	Emissividade térmica da superfície do elemento
ε_s	Deformação específica do aço
$\varepsilon_{s,\theta}$	Deformação específica do aço na temperatura θ
φ	Fluxo de calor por unidade de área do perfil
φ_r	Componente do fluxo de calor devido à radiação
φ_c	Componente do fluxo de calor devido à convecção

1 INTRODUÇÃO

As considerações iniciais, justificativas e motivação do estudo das lajes mistas de aço e concreto estruturalmente contínuas ao incêndio são mostrados abaixo.

1.1 Considerações iniciais

As lajes mistas de aço e concreto são um sistema frequente em estruturas de aço. Elas são formadas por uma chapa metálica perfilada, sobre a qual é lançada uma camada de concreto *in loco*. A laje pode ser incorporada à viga metálica do pavimento por meio de conectores de cisalhamento. A composição da laje é mostrada na Figura 1, referente a uma chapa de seção trapezoidal. Neste caso, a ligação chapa-concreto ocorre por meio de mossas existentes na alma da chapa. Todavia, há casos específicos, como as chapas perfiladas com nervuras reentrantes, que não necessitam deste dispositivo para garantir sua interação ao concreto. Estas últimas não serão abordadas nesta tese.

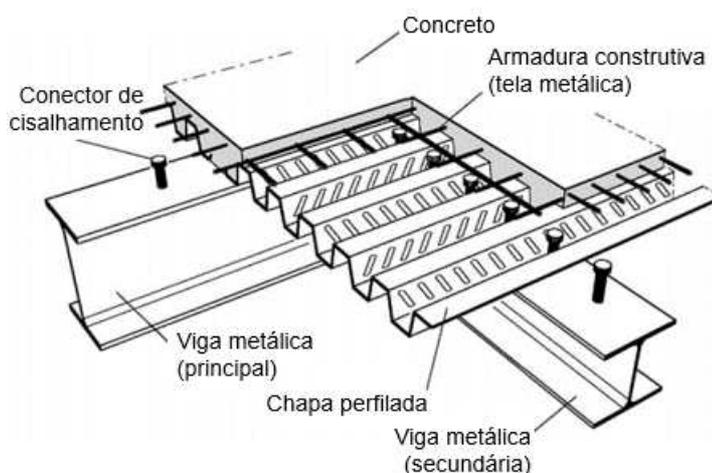


Figura 1 – Laje mista de aço e concreto
Fonte: adaptado de Crisinel e Marimon (2004)

Nas estruturas metálicas, as lajes mistas de aço e concreto diminuem o consumo de aço dos perfis do pavimento, formando as vigas mistas. Por promoverem o travamento lateral das vigas, elas mitigam as instabilidades globais e algumas locais, reduzindo sua altura, aumentando a capacidade de carga e incorporando estabilidade global ao projeto. No entanto, a degradação mecânica em altas temperaturas pode comprometer o modelo de cálculo e critérios de projeto de vigas e pilares, eclodindo uma possibilidade de colapso global, aumentando, às vezes desnecessariamente, custos com proteção passiva.

A chapa perfilada destas lajes atua como fôrma incorporada e armadura positiva, dispensando a inserção de armaduras suplementares. Devido sua exposição ao incêndio

pela face inferior, a sensibilidade ao calor da chapa metálica sugere a rápida falência da laje. Conjectura-se que, nesse caso, ter-se-ia uma laje de concreto não armado, conforme presumido pelo critério de cálculo estabelecido pela EN 1994-1.2 (CEN, 2011), AISC 360-05 (2005), BS 5950-8 (2003), AS/NZS 2327 (2017) e NBR 14323 (2013). Porém, autores como Jiang *et al.* (2019) entendem obsoletos estes critérios normativos. Achenbach *et al.* (2017), Li *et al.* (2017) e Xing *et al.* (2011), por exemplo, também citam que os respectivos parâmetros termomecânicos normativos não são válidos para estruturas reais pois existe variação da natureza dos materiais, por eles serem obtidos por meio de corpos de prova em dimensões reduzidas e não considerarem fenômenos somente percebidos em casos reais, como o desprendimento da chapa, conforme explica Piloto *et al.* (2020).

Wald *et al.* (2010) já mostraram que, por exemplo, a falta de continuidade da laje reduz a sua resistência ao fogo. As armaduras negativas mitigam o momento solicitante positivo e a necessidade de armaduras positivas. Estima-se que as barras negativas são, frente as positivas, termicamente mais protegidas e, portanto, possuem maior efetividade ao incêndio. O fato de a chapa funcionar como armadura positiva realça esta discussão. A continuidade das lajes parece aumentar o seu desempenho nessa ocasião. Entretanto, percebe-se que esse assunto ainda não está sacramentado, dado o reduzido número de trabalhos experimentais dedicados a avalia-las estruturalmente contínuas no pavimento e submetidas a curvas padronizadas de temperaturas. Dentre os poucos estudos já feitos, citam-se Li *et al.* (2017), Vassart *et al.* (2011) e Both (1998). Trabalhos como de Nguyen *et al.* (2015), Mensinger *et al.* (2011), Nadjaj *et al.* (2011) e Wald *et al.* (2010), apesar de analisados nesta condição, não adotaram curvas padronizadas de temperatura. Trata-se de uma lacuna a ser explorada, conforme justificado a seguir.

1.2 Justificativa

O incêndio deve ser admitido no projeto de estruturas no sentido de preservar a segurança e estabilidade estrutural durante um tempo mínimo de exposição às altas temperaturas. Certos episódios justificam o estudo, como o do Edifício Windsor Tower, em Madri, Espanha (2005) (Figura 2a), que colapsou parcialmente. Casos de colapso total como o Edifício Plasco, em Teerã, no Irã (2017) (Figura 2b), e mais recentemente no Brasil, no sinistro do Edifício Wilton Paes de Almeida, em São Paulo (2018) (Figura 2c) e Secretaria de Segurança Pública do Estado do Rio Grande do Sul (2021) (Figura 2d), inspiram o fomento de pesquisas sobre este assunto. Quanto ao caso do Edifício Wilton Paes de Almeida, a dilatação térmica da laje durante o incêndio exerceu esforços

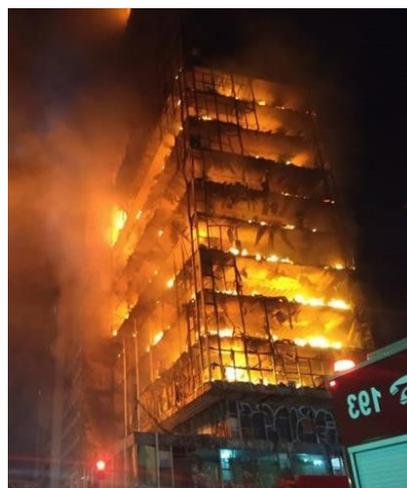
horizontais não previstos nos pilares, comprometendo a estabilidade global da estrutura, conforme cita o parecer técnico de Helene (2019). O autor ainda relata que um conjunto de outros fatores, dentre eles a redundância estrutural, foram determinantes no colapso total do prédio após 80 min. No caso do incêndio do prédio da SSP/RS, um sistema de laje plana do tipo caixão, com vigotas de concreto armado esbeltas, reduzida espessura de cobertura das armaduras e baixa redundância estrutural desencadearam o colapso parcial da estrutura por volta de 90 min após o início do incêndio.



(a) Windsor Tower, em Madri, Espanha



(b) Plasco Building, em Teerã, Irã



(c) Wilton Paes de Almeida, em São Paulo, Brasil



(d) Secretaria de Segurança Pública do Rio Grande do Sul (SSP), em Porto Alegre, Brasil

Figura 2 – Incêndio com colapso estrutural em edifícios de múltiplos pavimentos
Fonte: adaptado de (a) BBC (2005), (b) Salemi (2017), (c) Zaremba *et al* (2018).

Acervo pessoal em (d).

A necessidade de preservação do patrimônio e história da humanidade também enraíza a importância da discussão. O incêndio da catedral francesa de Notre Dame, em Paris, no ano de 2019 (Figura 3a), repercutiu mundialmente. Datada do século XII, a agulha principal e o telhado da catedral colapsaram pelo fato da estrutura não resistir

aos efeitos das altas temperaturas, danificando acervos do interior da catedral datados do século XIX. No Brasil, em 2018, teve-se o caso do incêndio do Museu Nacional do Rio de Janeiro (Figura 3b), destruindo um acervo histórico e científico de quase quatro mil anos. A estrutura da cobertura não resistiu a ação das temperaturas e desabou.



(a) Catedral Notre-Dame, em Paris, França (b) Museu Nacional, no Rio de Janeiro, Brasil
 Figura 3 – Incêndio com colapso estrutural em patrimônios históricos
 Fonte: (a) Rebetez (2019) e (b) Fernandes *et al.* (2018)

Os incêndios em edifícios altos são preocupantes devido à complexidade das estratégias de controle às chamas pelos bombeiros. Isso faz com que os requisitos de projeto estrutural nos edifícios de elevada altura sejam, via de regra, mais rígidos, pela tendência de haver um maior tempo de exposição da estrutura às altas temperaturas.

Os edifícios altos tendem a adotar a técnica de estruturas mistas. Casos como Petronas Twin Towers, na Malásia (Figura 4a), que possui 88 pavimentos e 452 m de altura; o One World Trade Center, Estados Unidos (Figura 4b), com 104 pisos e altura de 541m; o Jin Mao Tower, na China (Figura 4c), com 87 pavimentos e 421m de altura e o Burj Khalifa, nos Emirados Árabes (Figura 4d), com 160 andares e altura de 828m são exemplos do uso de lajes mistas de aço e concreto como solução, evidenciando-nos a importância do estudo de estruturas mistas ao incêndio.

O colapso das duas torres do World Trade Center em 2001 (Figura 5a), reforçou discussões sobre lajes mistas em altas temperaturas no tocante à estabilidade global. As deformações do piso alteraram o travamento lateral dos pilares, comprometendo a estabilidade global e reforçando a necessidade de estudos com protótipos em escala real. O mais emblemático foi feito na década de 90 no *Building Research Establishment*, em Cardington, na Inglaterra, motivado por fatos reais como *One Meridian Plaza*, nos

Estados Unidos (1991); e *Broad Gate*, na Inglaterra (1990). As deformações das lajes produziram descobertas inéditas naquela ocasião (Figura 5b).



(a) Petronas Towers, em Kuala Lumpur, Malásia, com altura de 451,9 m



(b) One World Trade Center, em Nova Iorque, Estado Unidos, com altura de 541,3 m



(c) Jin Mao Tower, em Xangai, China, com altura de 420,5 m

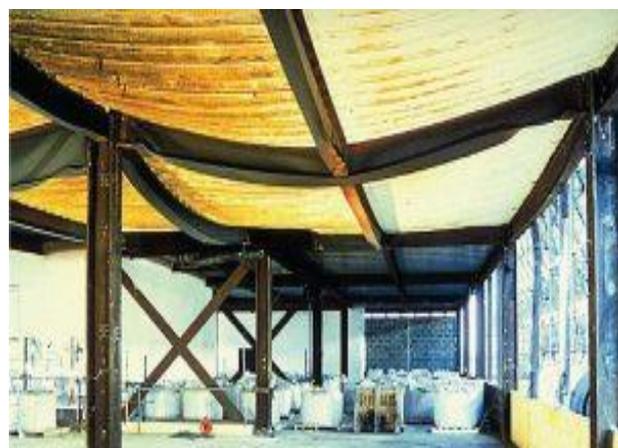


(d) Burj Khalifa, em Dubai, Emirados Árabes Unidos, com altura de 828m

Figura 4 – Lajes mistas em edifícios de múltiplos pavimentos e elevada altura
Fonte: (a) Nyawara (2016), (b) Schultz (2016), (c) (d) Previdelli (2013)



(a) Colapso devido a falha do sistema estrutural misto: o caso do World Trade Center



(b) Deflexões desenvolvidas em lajes mistas em laboratório: o caso do ensaio de Cardigton

Figura 5 – O incêndio e as consequências em estruturas mistas
Fonte: (a) Costa (2020) e Newman, Robinson e Bailey (2006)

Os resultados de Cardington mostraram um desempenho superior ao esperado para estas lajes. A iteração da laje mista com a viga principal promoveu a mobilização do efeito de membrana, aumentando seu tempo de resistência ao fogo. Os resultados mostraram que o concreto fissurou junto ao alinhamento das vigas intermediárias, que contavam com armaduras de continuidade, como explicado por Newman *et al.* (2006). Estimou-se que essas armaduras poderiam ter atribuído algum grau de continuidade estrutural às lajes, o que, segundo Bailey (2003), justificaria o seu desempenho.

Trabalhos como os de Abas *et al.* (2013), Gholamhoesini *et al.* (2014) e Lee *et al.* (2011) à temperatura ambiente comprovaram a capacidade de redistribuição de esforços nessas lajes com o uso de armaduras negativas. Estudos numéricos como o de Pantousa e Mistakidis (2013) já revelaram resultados importantes nesse sentido. Todavia, raras pesquisas reproduziram experimentalmente esta condição ao incêndio, tal como foi feito por Li *et al.* (2017), Stadler (2012) e Bailey (1998). Os poucos estudos disponíveis se concentraram em investigações experimentais com protótipos únicos, não possibilitando, segundo Jankowiak e Lodygowaski (2005), comparativos, análises criteriosas e calibração holística de procedimentos numéricos.

Aliás, poucos estudos se propuseram a analisar numericamente estas lajes ao incêndio. A exemplo das análises sem temperaturas, explica Alfarah *et al.* (2017) que a complexidade da proposição de modelos e parâmetros enaltece uma lacuna. Há um conjunto de variáveis de difícil predição, sobretudo relativas aos danos do concreto no regime plástico, como percebido nos estudos de Attarde (2014), Genikomsou e Polak (2015), Stramandinoli e La Rovere (2008) e Wahalathantri *et al.* (2008), bem como de escorregamento relativo entre chapa e concreto, como notado por Costa *et al.* (2017) e Nie *et al.* (2004), e interação das armaduras com o concreto, conforme Kaklauskas *et al.* (2011) e Khalfallah e Guerdouh (2014). A falta de resultados experimentais cria uma barreira para concepção e calibração de modelos numéricos destas lajes, explica Piloto *et al.* (2020), que tem se dedicado a investigar numericamente estas lajes.

A variação desses parâmetros com a temperatura aumenta a complexidade da análise numérica. A propósito, alguns procedimentos ainda não são consenso mesmo nas simulações sem temperatura, como é percebido em Hafezolghorani *et al.* (2017). Trabalhos como de Achenbach *et al.* (2017), Jiang *et al.* (2016) e Pantousa e Mistakidis (2013) buscaram a caracterização termomecânica dos materiais constituintes destas lajes e encontraram resultados discrepantes ao EN 1994-1.2 (CEN, 2011), mesmo nos parâmetros mais elementares, tal como os relativos a difusividade térmica do concreto.

Segundo Robert *et al.* (2014), o fato não surpreende, pois alguns parâmetros normativos foram extraídos de corpos de prova com condições e solicitações bem controladas, o que não ocorre nas estruturas reais. Portanto, na calibração das propriedades térmicas dos modelos numéricos, pesquisadores como Kodur (2014) e Lamont *et al.* (2001) defendem que os parâmetros termomecânicos devem ser extraídos de protótipos concebidos em escala real, pois julgam representatividade, o que foi feito nesta tese.

A continuidade estrutural pode mitigar a magnitude dos esforços desenvolvidos pelo momento positivo, reduzindo a necessidade de barras de armaduras positivas – mais expostas às altas temperaturas frente às negativas – e da chapa perfilada (*deck*) na resistência ao fogo da seção. Portanto, a continuidade das lajes tende a contribuir na otimização do projeto estrutural ao incêndio, vislumbrando, segundo Alva (2000), redução de custos e otimização dos projetos. Nota-se que alguns critérios normativos de projeto das lajes mistas não são revisados há décadas e encontram-se obsoletos, como destaca Piloto *et al.* (2020) e Jiang *et al.* (2019). Contribuições são necessárias.

1.3 Motivação

Esta tese de doutorado é motivada no fato da continuidade no pavimento das lajes mistas de aço e concreto serem pouco abordadas nas pesquisas sobre estruturas mistas ao incêndio. Estabelecendo que a continuidade também pode ser atribuída pela inserção de armaduras negativas na região dos apoios intermediários e presumindo que (i) essas barras são termicamente mais protegidas face as positivas, (ii) a inserção de armaduras negativas na região dos apoios intermediários reduz as tensões na seção provenientes do momento fletor positivo solicitante, (iii) o momento resistente positivo da laje é o mais afetado ao incêndio, (iv) as lajes mistas possuem algum grau de continuidade inerente – pois chapa e armaduras são contínuas no pavimento – e (v) o estudo de lajes contínuas e hiperestáticas remete às condições reais de projeto e construção, conjectura-se que a proposta é tecnicamente coerente, realística e economicamente atrativa.

O levantamento dos estudos desenvolvidos em lajes mistas contínuas em altas temperaturas reforça o ineditismo desta pesquisa. O trabalho de Wellman *et al.* (2011), *e.g.*, analisou a influência da proteção térmica nas vigas intermediárias e conectores de cisalhamento. Já o estudo em escala real elaborado pela *European Coal and Steel Community* (ECSC, 2010) verificou o efeito de membrana nestas lajes através de curvas reais de incêndio, a exemplo do grupo de pesquisas *DASt German Research Project*, detalhado em Mensinger *et al.* (2012), que mostrou a necessidade de serem previstas

armaduras negativas na região das vigas intermediárias. Porém, a recomendação foi embasada em manifestações notadas em protótipo único.

A continuidade estrutural da laje é primordial para mobilizar a ação de membrana. Aliás, o mecanismo governa a *performance* dessas lajes nessa condição de exposição. Esse fenômeno, que é oriundo do alongamento térmico restringido, aumenta o seu tempo de resistência ao fogo pela mobilização do efeito de *thermal bowing*. O mecanismo requer vigas principais termicamente protegidas e possibilita vigas secundárias desprotegidas, conforme Bailey e Toh (2007). Tal fenômeno já foi objeto de estudo em diversos trabalhos – como Bailey *et al.* (2000), Bedná *et al.* (2013), Li *et al.* (2017) e outros – e existe algum grau de compreensão do mesmo.

Isso pode justificar o reduzido número de pesquisas experimentais em lajes mistas convencionais ao incêndio. As últimas publicações buscaram análises numéricas ou pela perspectiva da viga mista ao incêndio, como por exemplo Hossain *et al.* (2019), Sharma *et al.* (2019) e Zhu *et al.* (2020). Pesquisas recentes se concentraram nas variáveis em situação normal de uso, sem admitir os efeitos provocados ao incêndio, conforme notado em Arrayago *et al.* (2019) e Grossi *et al.* (2020). Importantes pesquisas baseadas em estudos da arte – como de Rezaeian *et al.* (2020) – e/ou em proposições técnicas através de resultados numéricos – como Gernay e Khorasani (2020) – evidenciam a necessidade de estudos experimentais para alimentar respostas teóricas e/ou numéricas nestas lajes. Estudos experimentais feitos em lajes bi-apoiadas e sem carregamento uniformemente distribuído, como foi realizado por Del Coz-Díaz *et al.* (2020), devem ser cautelosos, pois não representam as condições reais das estruturas *in loco*. Algum grau de continuidade estrutural sempre haverá, apesar de nem sempre se tirar proveito disto em projeto.

Apesar de estudos computacionais oportunizarem análises desta envergadura, os resultados laboratoriais derrubam conjecturas, como foi percebido em Cardington, descrito em Kirby (1998). O complexo comportamento termomecânico do concreto exige dados experimentais para validar teorias e modelos, como foi notado por Stadler (2012). Entretanto, a bibliografia disponível parece não mostrar procedimentos numéricos importantes, como os problemas de interface chapa-concreto, os danos do concreto em sua fase plástica e as não linearidades inerentes, como percebido nos estudos de Alfarah *et al.* (2017), Attarde (2014) e Yu *et al.* (2010). Isso se justifica pela falta de resultados experimentais. Estudos recentes como o de Jiang *et al.* (2019) mostram procedimentos simplificados e questionáveis, mas compreensíveis, enaltecendo as lacunas existentes do tema. De fato, a modelação numérica do concreto em elementos finitos é um desafio,

conforme crítica de Hafezolghorani *et al.* (2017), sobretudo em análises não-lineares em elevadas temperaturas, como se propõe neste estudo.

1.4 Objetivos

O objetivo principal deste estudo é correlacionar o uso de armaduras positivas e/ou negativas na redundância estrutural de lajes mistas de aço e concreto em altas temperaturas. A discussão se apoiará nos seguintes objetivos secundários:

- a) Definir a distribuição de temperaturas na seção (chapa, armaduras e concreto);
- b) Investigar a distribuição de tensões na laje ao longo de sua exposição;
- c) Verificar a eficiência do comportamento misto em altas temperaturas;
- d) Avaliar a interação entre a chapa e o concreto ao incêndio;
- e) Combinar estas armaduras em prol da distribuição dos esforços ao incêndio;
- f) Sugerir um método de cálculo para lajes mistas contínuas ao incêndio.

1.5 Estrutura da tese

Esta tese é estruturada em 6 capítulos: (1) Introdução, (2) Revisão da literatura, (3) Análise experimental, (4) Análise numérica, (5) Proposição de método de cálculo e (6) Conclusões e desenvolvimentos futuros.

O Capítulo 1, **Introdução**, já foi apresentado.

No Capítulo 2, **Revisão de Literatura**, apresentam-se os principais trabalhos de pesquisa que já publicados com este sistema de laje, sobretudo experimentalmente em escala real e análise numérica em temperatura ambiente e altas temperaturas. O tema objeto desta tese foi contextualizado e nivelado com suporte da literatura.

No Capítulo 3, **Análise Experimental**, estão mostrados os materiais adotados na construção dos protótipos de lajes, os métodos admitidos, o projeto dos protótipos, o planejamento desta investigação, procedimentos laboratoriais adotados e resultados dos ensaios experimentalmente desenvolvidos em temperatura ambiente e em altas temperaturas. O capítulo subsidiou a calibração paramétrica e validação dos modelos numéricos, além de contribuir para a compreensão da *performance* das lajes sob uma situação real de incêndio (estudo em verdadeira grandeza). Os resultados dos ensaios desenvolvidos com os protótipos de lajes foram apresentados e discutidos.

Já no Capítulo 4, **Análise Numérica**, foram apresentadas as características da investigação numérica admitida, descrevendo os elementos finitos empregados, as

propriedades dos materiais admitidos no modelo, a descrição dos modelos numéricos propostos e sua respectiva validação (calibração paramétrica) segundo os resultados do capítulo 3, o planejamento e as características desta investigação e, finalmente, os resultados da análise do efeito da continuidade das lajes mistas ao incêndio, além da distribuição de temperatura na seção transversal destas estruturas. Foram produzidas análises para além das fronteiras dos protótipos experimentais.

No Capítulo 5, **Proposição de método de cálculo**, apresentam-se, em função dos resultados obtidos nos capítulos 3 e 4 supracitados, as equações propostas para determinação do momento resistente positivo e negativo de lajes mistas. Também se apresenta um método simplificado para determinação das temperaturas da seção das lajes na parcela de concreto, armaduras positivas, negativas e chapa perfilada.

No capítulo 6, **Conclusões e desenvolvimentos futuros**, é feito um compilado das principais conclusões obtidas nesta investigação.

2. REVISÃO DE LITERATURA

As particularidades das lajes mistas estão mostradas na sequência.

2.1 Lajes mistas de aço e concreto: aplicação

As lajes mistas de aço e concreto são formadas por chapas de aço perfiladas, integradas a uma camada de concreto. No exterior, a chapa é denominada *steel deck*. No Brasil é conhecida como chapa perfilada ou *deck* metálico. Em Portugal, é também chamada de chapa de aço colaborante. Nesta tese, foi chamada de chapa perfilada, ou, simplesmente, chapa. Trata-se de uma fôrma metálica incorporada ao concreto, vindo a funcionar como uma armadura positiva contínua, podendo receber armaduras adicionais em prol do aumento da capacidade de resistente e/ou controle das fissuras de retração do concreto, conforme cita Queiroz et al. (2012). O detalhe do sistema é mostrado na Figura 6.

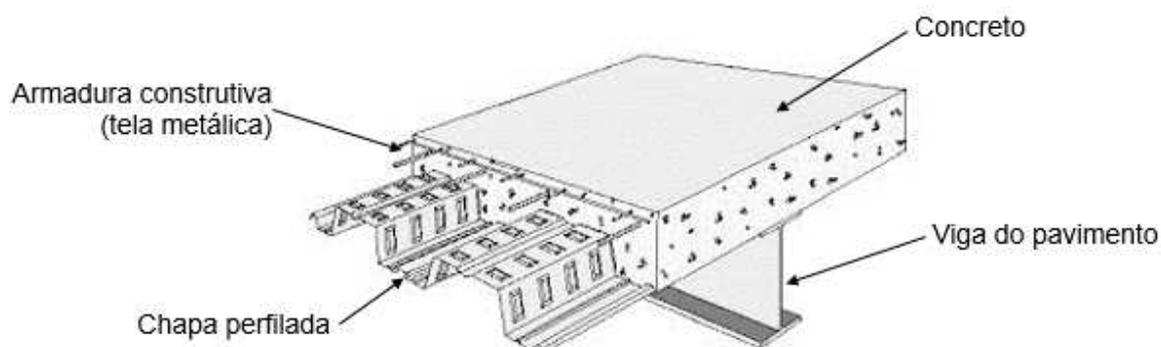


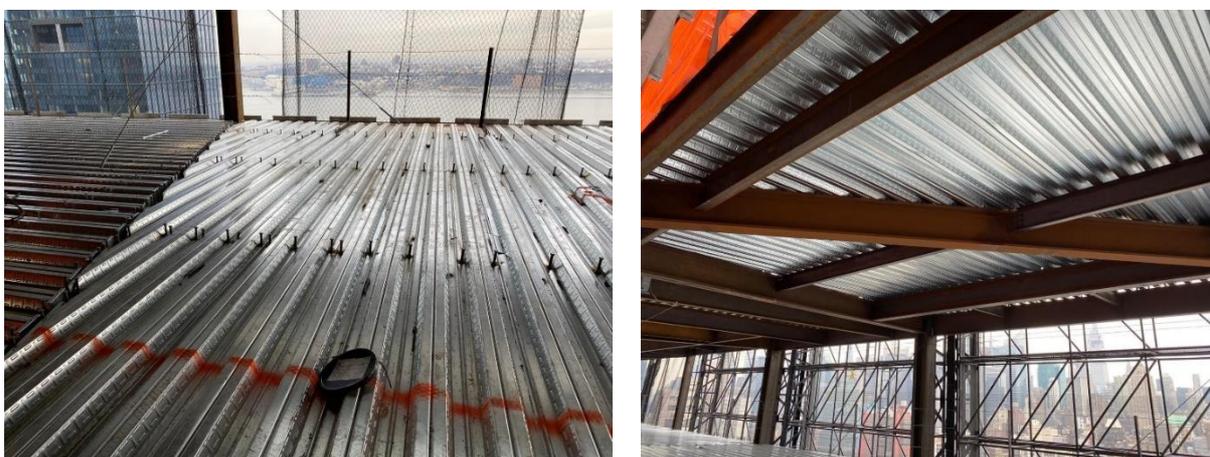
Figura 6 – Detalhe de uma laje mista de aço e concreto
Fonte: Campos (2001)

A chapa perfilada possui maior inércia na seção perpendicular às nervuras. Isto faz com que as lajes possuam um comportamento típico daquelas armadas em uma direção. No mercado brasileiro, três espessuras de chapa são comercializadas: 0,80; 0,95 e 1,25 mm. As chapas são vendidas em folhas de comprimento máximo de 12000 mm e larguras da ordem de 1000 mm.

Como vantagens, estas lajes poderão vir a dispensar, dentro de determinados cenários, inclusive construtivos, o uso de armaduras suplementares e cimbramentos. Essas chapas perfiladas funcionam como plataforma de trabalho e fôrma incorporada, sendo, segundo Li *et al.* (2017), um sistema rápido e econômico dentro de algumas

circunstâncias. Elas também contribuem à estabilidade global do edifício devido ao travamento lateral das vigas, possibilitando ligações mistas e diafragma rígido.

Segundo Hicks (2008), com a incorporação de soluções mistas em estruturas metálicas pode-se reduzir de 30 a 50% o consumo do aço na estrutura. Isto se deve à diminuição da seção transversal das vigas do pavimento provocado pelo aumento de inércia da seção promovido pela mesa superior de concreto – formada pela laje – incorporada (MARIMUTHU *et al.*, 2007). Essa mesa de concreto provoca redução das instabilidades locais e globais do perfil metálico, aumentando o seu aproveitamento, o que tem sido bem visto em projetos de múltiplos pavimentos. Exemplos da aplicação dessa laje estão mostrados na Figura 7.



(a) Vista superior (antes da concretagem)

(b) Vista inferior

Figura 7 – Chapa perfilada que compõe as lajes mistas

Demais vantagens da laje mista: ausência ou redução da armadura inferior, de escoramentos e espaço para estocagem em obra; velocidade de construção; precisão dimensional; facilidade de montagem, corte, pintura e transporte das chapas; leveza dos equipamentos de montagem e de instalação; possibilidade de trabalho com vários pavimentos simultaneamente; competência para funcionar como fôrma e plataforma de trabalho durante a construção; entre outros. Este conjunto de dados evidenciam a viabilidade, necessidade e o interesse das lajes mistas de aço e concreto, sobretudo pela sua otimização de algumas situações de projeto.

A viabilidade econômica dessa solução de laje foi investigada por Lima (2009). O trabalho se baseou num projeto de estrutura de aço que possuía 8 pavimentos, área total de 4320m², pé-direito de 3m e vãos de 6m. O autor tomou como variável deste projeto diferentes soluções de laje: maciça, alveolar, pré-moldada, nervurada e mista.

Lima (2009) concluiu que a laje mista apresentou custos, consumo de materiais e mão de obra inferiores em relação às demais, além do menor consumo de aço nos pilares, mostrando um custo 40% menor em relação à laje alveolar.

O uso desta laje já é consolidado em diversos países, sendo comprovadamente reconhecida como um sistema de piso econômico e eficiente, sobretudo em edifícios estruturados em aço, de qualquer porte. Estas lajes também podem ser aplicadas em edifícios de concreto armado. Nos Estados Unidos, já é uma solução muito frequente e na Europa apresentou rápido crescimento por volta dos anos 80 (LI; ZHANG; JIANG, 2017b). No Brasil, foi introduzido na década de 70, mas já compõe imponentes obras da engenharia nacional (Tabela 1). No mundo, é adotada como solução estrutural de obras emblemáticas de grande altura (Tabela 2), apesar de sua aplicação se estender também a obras menores, como mezaninos, passarelas e residências, por exemplo.

Tabela 1 – Obras no Brasil com o uso de lajes mistas de aço e concreto

Nome do empreendimento	Local	Área (m ²)	Número Pavimentos	Ano
The One Faria Lima	São Paulo, SP	23.703,69	10	2012
W Torre Nações Unidas	São Paulo, SP	63.316,76	18	2008
Ampliação aeroporto S. Dumont	Rio de Janeiro, RJ	33.000,00	-	2007
Edifício New Century	São Paulo, SP	34.300,00	18	2002
Shopping Metrô Santa Cruz	São Paulo, SP	52.470,00	3	2001
Caesar Park e Business Class	Guarulhos, SP	23.107,48	12	2001
Scala Work Center	Belo Horizonte, MG	5.500,00	18	1998

Tabela 2 – Obras no mundo com o uso de lajes mistas de aço e concreto

Nome do empreendimento	Local	Área (m ²)	Número Pavimentos	Ano
Reforma 160 Old Street	Londres, Inglaterra 	15.000	10	2018
One World Trade Center	Nova Iorque, EUA 	326.000	99	2014
The Shard	Londres, Inglaterra 	398.490	95	2012
Capital Gate Tower	Abu Dhabi, Emirados Árabes 	53.100	36	2011
Burj Khalifa Bin Zayid	Dubai, Emirados Árabes 	334.000	160	2010
Ponte Orinóquia	Puerto Ayacucho, Venezuela 	110.000	-	2006
Jin Mao Tower	Xangai, China 	289.500	88	1998
Petrona Towers	Kuala Lumpur, Malásia 	395.000	88	1996

2.2 Desempenho a temperatura ambiente

Neste item são descritos os principais aspectos do comportamento mecânico a temperatura ambiente destas lajes, bem como os respectivos mecanismos de falha.

O estado-limite último (ELU) de uma laje mista pode ocorrer por (I) flexão, (II) cisalhamento transversal ou (III) longitudinal. As bases normativas de projeto admitem estes três modos de colapso. A EN 1994-1-1 (CEN, 2004) e NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelecem modelos matemáticos para que o primeiro e segundo sejam calculados. Já para o terceiro caso são necessários procedimentos experimentais, onde o mais utilizado é o método m e k proposto pela NBR 8800 (ABNT, 2008), EN 1994-1.1 (CEN, 2004) e ANSI/ASCE 3-91 (ASCE, 1992), cuja origem encontra-se em Schuster (1976).

Rodrigues (2020) e Gholamhoseini *et al.* (2014) correlacionam estes modos de ruptura através da Figura 8, por intermédio de uma relação entre a tensão nominal de cisalhamento ($V_t/b \cdot d_p$) e esbeltes reduzida da laje mista ($A_p/b \cdot L_s$). Nesta análise, V_t é a reação de apoio, A_p a área da seção transversal da chapa metálica, b a largura da laje, d_p sua altura efetiva e L_s o comprimento de cisalhamento. Os trechos a-a, b-b e c-c são relativos ao modo de ruptura por flexão junto a região de momento máximo, cisalhamento longitudinal e cisalhamento vertical, respectivamente. O critério também é usado pela EN 1994-1 para a avaliação da capacidade ao cisalhamento longitudinal das lajes mistas.

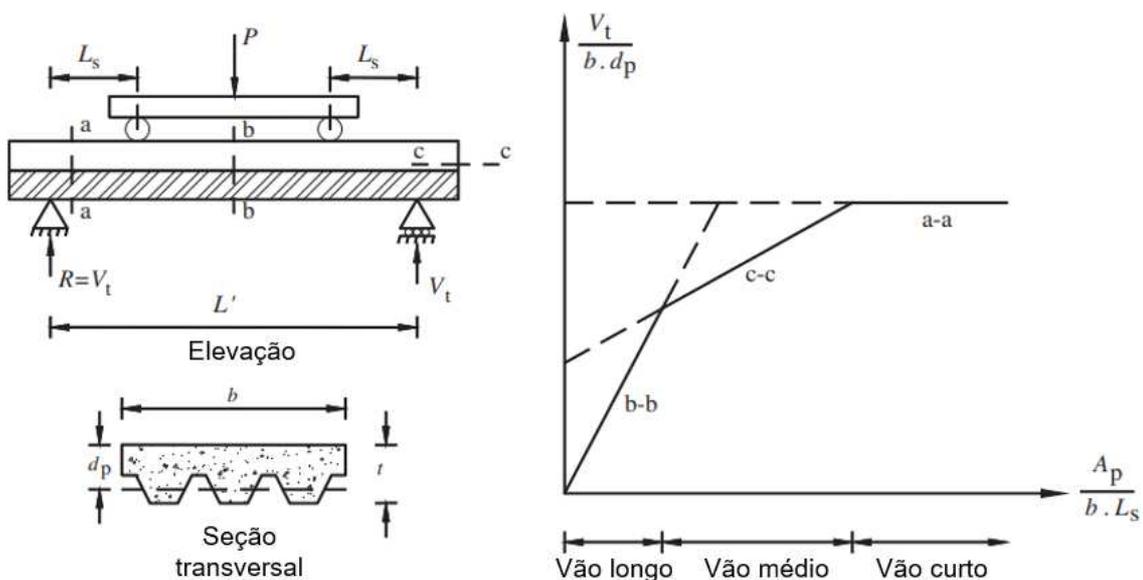


Figura 8 – Modos de ruptura de lajes mistas submetidas ao ensaio de flexão
Fonte: adaptado de Gholamhoseini et al. (2014)

Através da Figura 8, explicam Gholamhoseini *et al.* (2014) que o comprimento de cisalhamento L_s é um dos fatores que governa o mecanismo de ruptura das lajes. O L_s é a cota entre o ponto de aplicação do carregamento e o apoio extremo da laje. Quando o L_s é grande, aumenta-se a área de transferência de esforços entre chapa e concreto, o que induz a falha da laje por cisalhamento vertical. Caso o L_s for pequeno, ocorre o inverso, e a falha da laje ocorre por cisalhamento longitudinal, provocando o escorregamento relativo entre ambos.

Complementa Gholamhoseini *et al.* (2014) que em razão dos vãos empregados nas obras, o modo de ruptura por cisalhamento longitudinal é o mais comum. Explica Abdullah (2004) que a falha da laje por flexão não é corriqueira pois a interação chapa-concreto não é perfeita e o comprimento da laje geralmente é limitada pelas condições de serviço (*i.e.*, deflexões limites de projeto). Abdullah (2004) explica que para a falha ocorrer por cisalhamento vertical, há necessidade de haver um vão consideravelmente curto aliado a lajes espessas, ou seja, uma condição pouco usual na prática.

Nesse sentido, Marimuthu *et al.* (2006) destacam que o comportamento misto depende, portanto, da transferência adequada de esforços entre a chapa e o concreto. Os esforços transferidos longitudinalmente provocam a tendência de escorregamento relativo entre ambos, e os transferidos verticalmente a tendência à separação vertical. São as características geométricas da chapa que principalmente governam tal grau de interação que ela possuirá ao concreto. Na ausência de interação adequada entre os materiais, os esforços atuantes na parcela de concreto não são transferidos à chapa perfilada e o comportamento misto é perdido.

A seguir serão discutidos tópicos importantes que direcionam ao entendimento geral da *performance* das lajes mistas à temperatura ambiente.

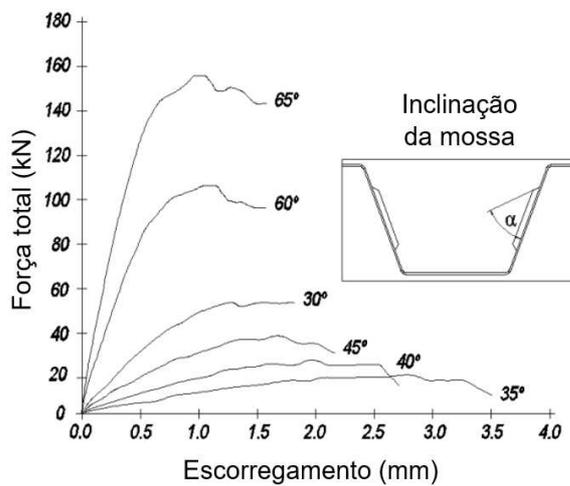
2.2.1 Comportamento misto

O comportamento misto destas lajes depende da interação chapa-concreto.

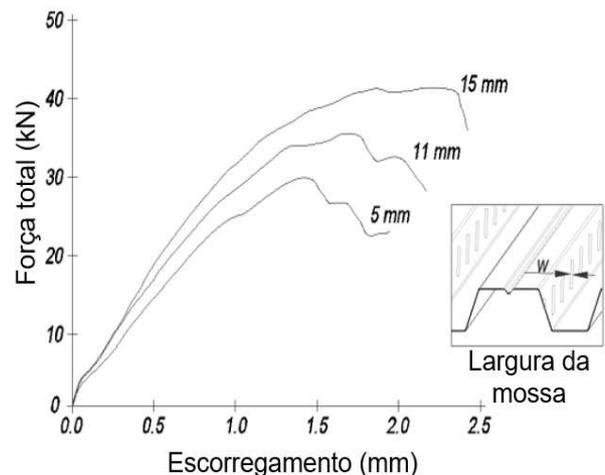
As macro-rugosidades existentes nas chapas perfiladas, também chamadas de mossas, possuem a função principal de preservar a interação entre ela e o concreto. Trata-se de uma função equivalente às nervuras das barras de armaduras utilizadas em concreto armado. A função destes dispositivos é plena, visto que é por meio da efetividade dos mesmos que o comportamento misto da laje – *i.e.*, o comportamento mecânico integrado entre chapa e concreto – é preservado. Todavia, diversos são as

variáveis da chapa que influenciam no comportamento desta interface, fato que acaba prejudicando uma determinação fiável do grau de integralidade entre ambos.

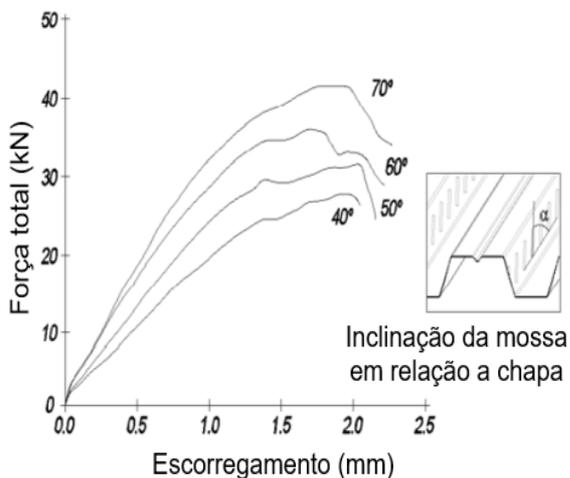
Marques (2011) fez uma análise das variáveis que influenciam nesta interação chapa-concreto pela perspectiva da chapa perfilada. Segundo a Figura 9a, o aumento do ângulo de inclinação da mocha melhora a resistência da interface chapa-concreto ao esforço cortante longitudinal, reduzindo o escorregamento relativo entre ambos. Já a Figura 9b mostra que o aumento da largura das mochas melhora a interligação entre ambos. Aumentar o ângulo de inclinação das mochas em relação ao plano horizontal reduz o escorregamento relativo destes materiais (Figura 9c). Marques (2011) explica que a única vantagem de mochas pouco inclinadas é a maior facilidade de produção. A Figura 9d apresentou a redução do escorregamento relativo chapa-concreto com o aumento do ângulo de inclinação da alma da chapa em relação ao plano horizontal.



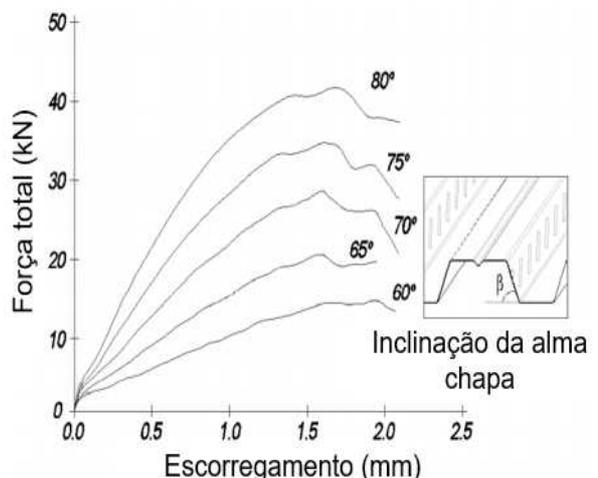
(a) inclinação da mocha



(b) largura da mocha



(c) inclinação da mocha em relação a chapa perfilada



(d) inclinação da alma da chapa perfilada em relação a horizontal

Figura 9 – Fatores influentes relativos a chapa na sua interação com o concreto

Fonte: Marques (2011)

O *layout* do protótipo de Marques (2011) e o detalhe do escorregamento relativo chapa-concreto deste estudo está mostrado na Figura 10.

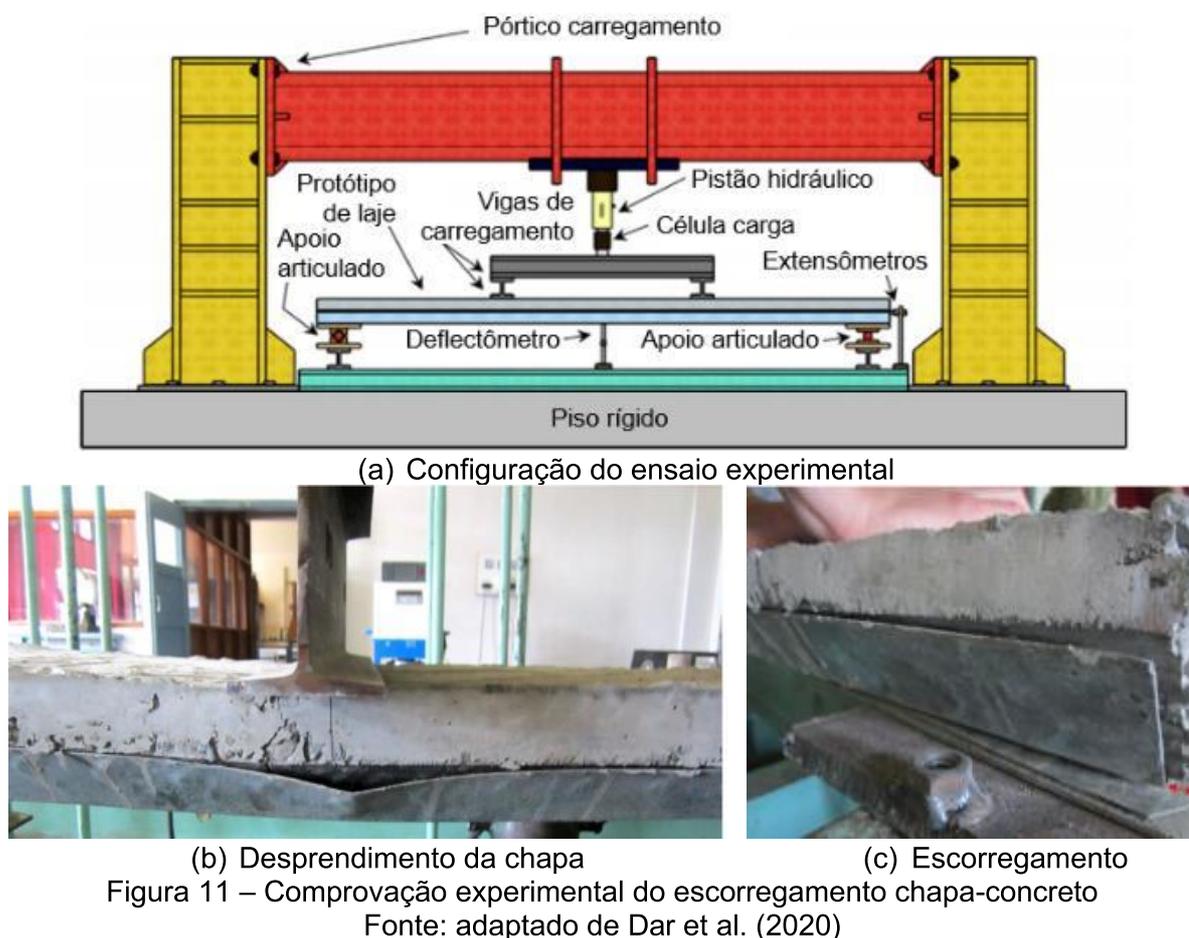


(a) Configuração do ensaio experimental (b) escorregamento relativo chapa-concreto
 Figura 10 – Ensaio de flexão com análise da interação chapa-concreto
 Fonte: Marques (2011)

O estudo de Ferrer, Marimon e Crisinel (2006) mostrou resultados semelhantes ao de Marques (2011). Os autores concluíram que aumentar a inclinação das mossas melhora exponencialmente a resistência ao cortante longitudinal. Segundo os autores, um aumento de três vezes o declive das mossas incrementou aproximadamente 600 a 800% a resistência da interface chapa-concreto. No entanto, esta ação promoveu o chamado “efeito de descascamento” já referido por Fontes (2016). Este efeito remete à fissuras formadas no concreto adjacente às mossas: uma tipologia de fissuração sequencial que provoca um efeito cascata, com a laje apresentando uma ruptura frágil. Duplicar a espessura da mossa promoveu, segundo Ferrer, Marimon e Crisinel (2006), um ganho de 60 a 100% na capacidade resistente da conexão.

Rezaeian *et al.* (2019), Gholamhoseini *et al.* (2016) e Craveiro (2010) citam que diversas investigações já mostraram que o modo de ruptura mais condicionante é por cisalhamento longitudinal, provocando um escorregamento relativo entre a chapa e o concreto, que é governado fundamentalmente pelas mossas. A interação entre ambos é perdida quando tais dispositivos não mais conseguem absorver e transferir esforços de cisalhamento longitudinal. Dar *et al.* (2020), por exemplo, através de investigação com sete protótipos de laje experimentalmente avaliados pelo ensaio de flexão (Figura 11a) mostram que, com o escorregamento da chapa, há desprendimento e separação

vertical entre a chapa e concreto (Figura 11b). Neste instante, não há transferência de esforços entre ambos (Figura 11c) e o comportamento misto se perde.



Cita Fontes (2016) que a capacidade resistente da laje não está atrelada à sua vinculação ao apoio. Para o autor, a resistência ao cisalhamento longitudinal depende fundamentalmente do coeficiente de atrito da interface entre chapa-concreto. Todavia, sua determinação não é simples. Ele é influenciado pela aderência, atrito, interligação e geometria da chapa, geralmente variando entre 0,2 e 0,6. Caso a interface entre a chapa e o concreto tenha uma resistência suficiente ao cisalhamento longitudinal, há ruptura da laje por flexão.

A complexidade da determinação do coeficiente de atrito desta interface chapa-concreto foi percebida no trabalho de Rodrigues (2020). Por meio de um conjunto de procedimentos experimentais que alimentaram modelos numéricos, tal como o ensaio de flexão por quatro pontos (Figura 12a) e ensaio de escorregamento chapa-concreto chamado “*slip block*” (Figura 12b), o autor percebeu a não-linearidade (Figura 12c) da transferência de esforços na interface, provocado por diferentes estágios de interação

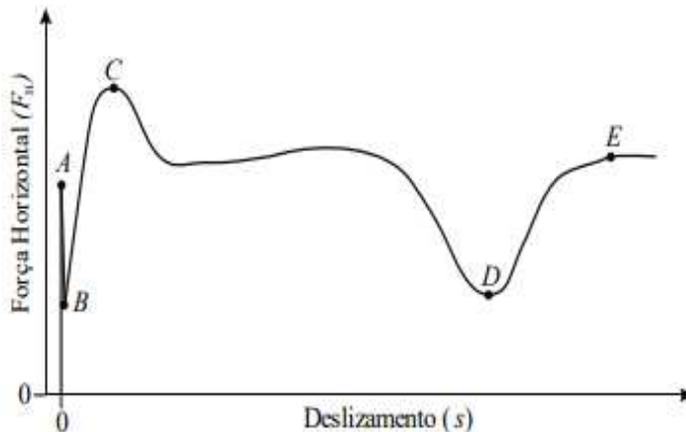
os materiais ao longo do ensaio, como o escorregamento e desprendimento da chapa (Figura 12d). O coeficiente de atrito da interface variou entre 0,295 a 0,633.



(a) Configuração do ensaio de flexão dos protótipos



(b) Ensaio *slip-block*



(c) Resultados idealizados (comportamento típico)



(d) Escorregamento e desprendimento da chapa

Figura 12 – Estudo em escala real e reduzida da interação chapa-concreto

Fonte: adaptado de Rodrigues (2020)

Pela Figura 12c, explica Rodrigues (2020) que até o ponto A praticamente não há deslizamento relativo entre chapa e concreto, havendo interação total entre ambos. Nesse cenário, ligações químicas, por atrito e mecânicas são mobilizadas. Após este instante, inicia-se o escorregamento relativo e a capacidade resistente desta interface reduz repentinamente ao ponto B. A partir deste instante, a ligação entre ambos se dá pelos dispositivos mecânicos e atrito, com redistribuição de esforços até o ponto C. A transferência de esforços longitudinais junto a esta interface reduz progressivamente, atribuído à redução da área de contato entre as mossas e concreto, provocado pela separação vertical da chapa. Quando o ponto D é atingido, uma nova interação entre

ambos ocorre por meio de uma pressão exercida pela chapa ao concreto, aumentando sutilmente o atrito entre ambos até o desprendimento total da chapa no instante E.

Esse conjunto de análises e critérios também pode ser extraída por curvas de carregamento *versus* deflexão vertical das lajes, o que será mostrado a seguir.

2.2.2 Rigidez mecânica

Sob baixas intensidades de carregamento aplicado a laje tem comportamento elástico-linear. O desempenho mecânico da laje é regido pela efetividade da interação chapa-concreto, *i.e.*, pelo comportamento misto. A medida em que a tensão resistente desta interface é superada, a resposta mecânica da laje deixa de ser linear, havendo escorregamento relativo seguido do desprendimento da chapa. Calixto, Bredolan e Pimenta (2009) justificaram este aspecto pelas leituras de deflexão e alongamento longitudinal da mesa superior e inferior da chapa. A Figura 13a mostra a correlação entre carregamento aplicado vs deformação vertical de dois casos, enquanto a Figura 13b as deformações junto a mesa superior e inferior da chapa. Em ambos os casos, os picos nas leituras por volta de 30 kN indicam o início da perda de interação entre a chapa e o concreto. Este tipo de leitura é típica dos estudos que envolvem análise de lajes mistas, sendo útil para conclusões sobre a interação entre ambos os materiais.

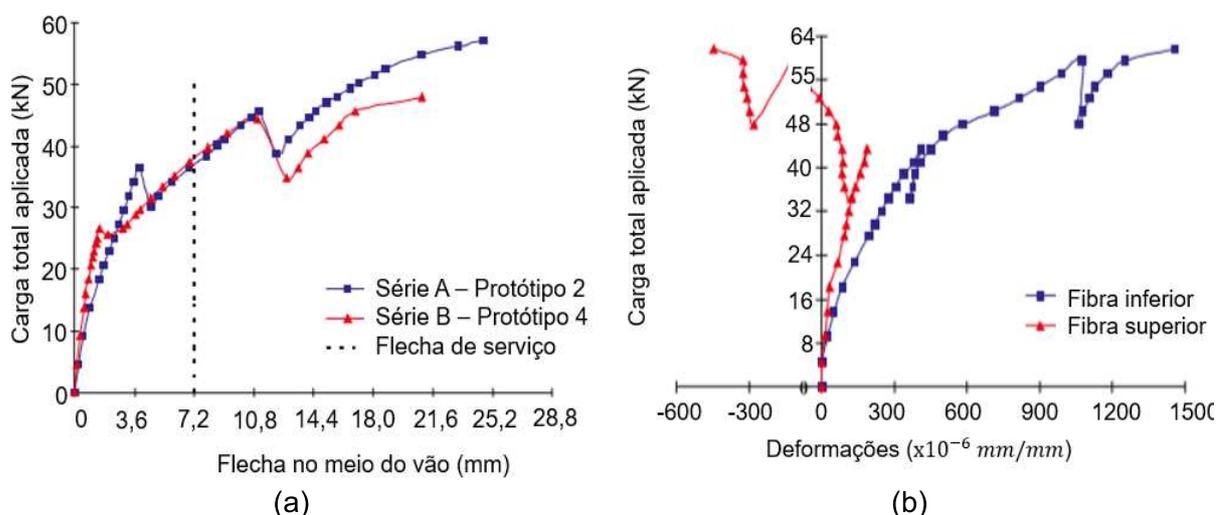


Figura 13 – Carregamento vs (a) flecha e (b) deformações longitudinais
Fonte: Calixto, Brendolan e Pimenta (2009)

Na Figura 13a percebe-se que a fissuração do concreto provoca a acomodação das cargas e redistribuição dos esforços no instante onde as flechas são da ordem de

3,6 mm. O comportamento misto é afetado e há perda da linearidade das leituras. A Figura 13b detalha as deformações longitudinais na chapa. As deformações positivas mostram as mesas (fibras) superiores e inferiores tracionadas. O escorregamento da chapa e seu desprendimento do concreto faz com que os esforços na mesa superior sejam invertidos, ocorrendo a formação de uma segunda linha neutra, abaixo da mesa superior, pela incapacidade das mossas de transmitir os esforços de cisalhamento ao concreto. Estando a chapa desprendida, o comportamento misto é perdido.

Descrevem Craveiro (2010) e Campos (2001) que as curvas de carregamento *versus* deformações longitudinais, deflexões ou escorregamento relativo entre chapa e concreto geralmente deduzem três etapas desta interação chapa-concreto: interação total, parcial e o colapso por cisalhamento longitudinal. A primeira ocorre sob baixos carregamentos, com o comportamento da laje se mostrando linear. A interação chapa-concreto, neste caso, ocorre por aderência química e atrito. A perda da linearidade é atribuída às primeiras fissuras no concreto, notada por volta de 30 kN na Figura 13a de Calixto, Brendolan e Pimenta (2009). Neste instante, a interação entre a chapa e o concreto torna-se parcial e regida pelos dispositivos mecânicos da superfície da chapa (*i.e.*, mossas). Havendo a continuação do carregamento, as tensões de cisalhamento longitudinal aumentam até o início do escorregamento relativo da chapa, identificado pelo segundo pico nas curvas da Figura 13a e, sobretudo, Figura 13b, onde percebe-se a inversão dos esforços na mesa superior, conforme já relatado.

O comprimento de cisalhamento é definido como a distância entre o centro do apoio de extremidade e o ponto de aplicação do carregamento estabelecido no ensaio de flexão. Para Marimuthu *et al.* (2007), tal comprimento governa o modo de colapso. Os autores mostraram que a falha da laje com vãos curtos ocorre por cisalhamento longitudinal, *i.e.*, pela perda da interação entre a chapa e concreto. Para comprimentos maiores, da ordem de 1,25 m, a falha ocorre por flexão, a exemplo do que se percebeu no estudo de Rodrigues (2020) e Gholamhoseini *et al.* (2014). Segundo Marimuthu *et al.* (2007), para evitar o escorregamento relativo entre a chapa e concreto é necessário aumentar a altura da chapa ou aplicar conectores de cisalhamento nas extremidades.

O desprendimento da chapa não ocorre nos instantes iniciais de carregamento, como mostrou o estudo numérico-experimental de Bai *et al.* (2020) (Figura 14a), o que foi concluído nas leituras do escorregamento relativo da mesma (Figura 14b) medidas em laboratório. Aumentando a carga P aplicada, o escorregamento S da chapa inicia repentinamente, incrementando até o término do ensaio mesmo com a interrupção do

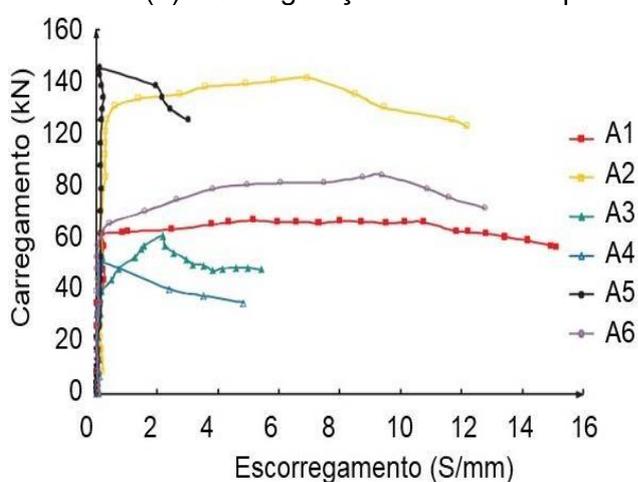
carregamento. A magnitude do escorregamento é influenciada pelo vão total da laje, que também remete ao comprimento de cisalhamento relatado por Rodrigues (2020), Gholamhoseini *et al.* (2014), Marimuthu *et al.* (2007), entre outros. Na Figura 14c e d são mostrados os instantes em que o desprendimento da chapa ocorre, válido para lajes com 450 e 800 mm, respectivamente, direcionando a variações do comprimento de cisalhamento. As amostras A1 a A6 e B1 a B5 referem-se a variações da espessura da chapa e disposição de armaduras.



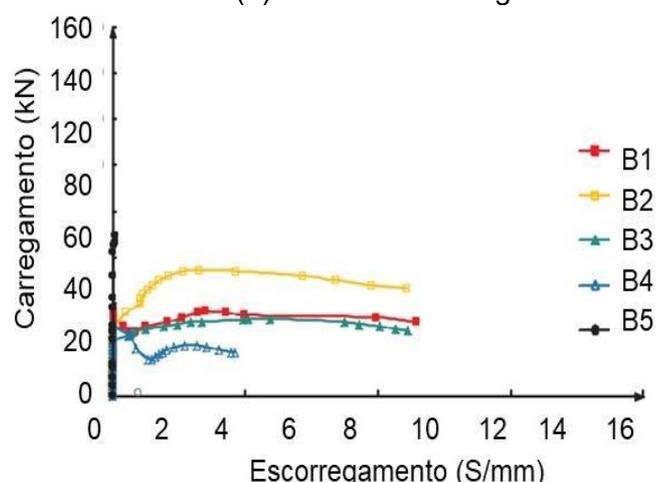
(a) Configuração do ensaio experimental



(b) Leituras escorregamento



(c) Lajes com vão de 450 mm



(d) Lajes com vão de 800 mm

Figura 14 – Estudo do carregamento vs escorregamento relativo da chapa

Fonte: Bai *et al* (2020)

Grossi, Santos e Malite (2020) desenvolveram um estudo semelhante, porém analisando lajes com e sem armaduras suplementares positivas. A Figura 15a mostra o esquema do ensaio de flexão empregado, enquanto a Figura 15b a instrumentação da leitura do escorregamento relativo chapa-concreto. A diferença entre as curvas são atribuídas à estas variações do vão e espessura da laje. O P1S e P2S 120/00 tem o comprimento de cisalhamento longitudinal de 450 mm, comprimento total de 1800mm e espessura total da laje de 120 mm, já o P4L, P5L, P6L e P7L 180/00 um comprimento

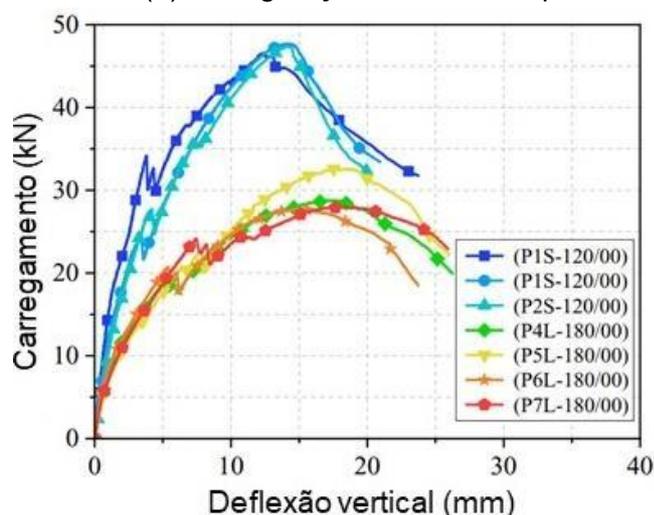
de cisalhamento de 900 mm, comprimento total de 3600 mm e espessura de 180 mm. Percebe-se pela Figura 15c e d que o aumento do vão da laje aumenta a sua deflexão vertical, mesmo que tal medida provoque aumento do comprimento de cisalhamento longitudinal da laje e, portanto, área de contato chapa-concreto. O uso de armaduras suplementares positivas aumenta a rigidez da laje, reduzindo a deflexão total, como é notado na Figura 15d.



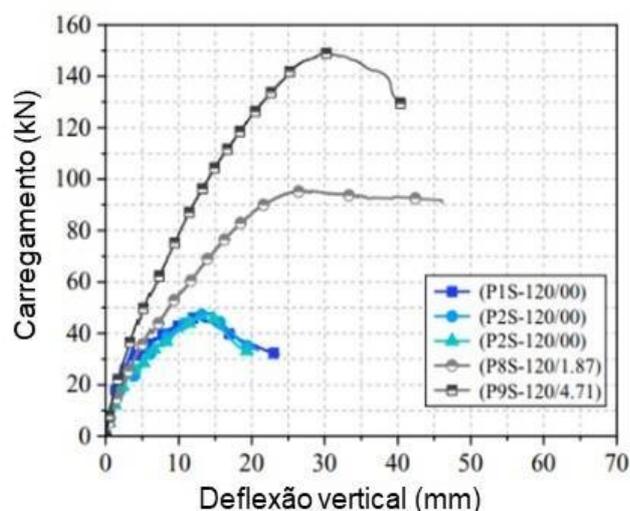
(a) Configuração do ensaio experimental



(b) Leituras escorregamento



(c) lajes sem armaduras suplementares



(d) lajes com armaduras suplementares

Figura 15 – Estudo do carregamento vs deflexão vertical total da laje

Fonte: adaptado de Grossi, Santos e Malite (2020)

O estudo de Marques (2011) mostrou que, havendo deslizamento relativo entre chapa e concreto, a barra da armadura suplementar absorve parte do papel da chapa. Segundo o autor, quando perdida a ligação entre ambos, as tensões tangenciais que atuavam entre elementos são transferidas para a barra, conforme a Figura 16. Estas análises podem deduzir os resultados de Bailey e Toh (2007) e de Stark e Brekelmans (1996). Lajes com armaduras suplementares aumentam a capacidade de plastificação da seção, diminuindo a deflexão e melhorando a capacidade de mobilização mecânica da chapa perfilada, conforme destacado por Grossi, Santos e Malite (2020).

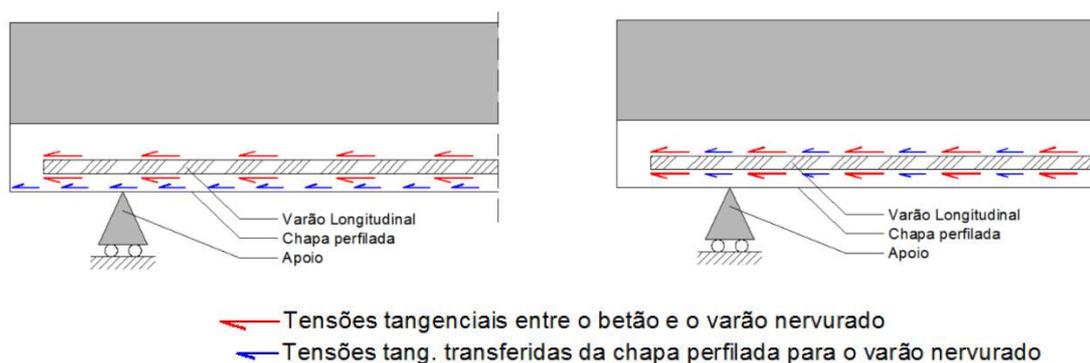


Figura 16 - Tensões (a) antes e (b) após a perda de atrito aço-concreto

Fonte: Marques (2011)

Além das mossas, fatores como o vão, estado de carregamento, espessura e características do concreto, incorporação de armaduras suplementares, geometria da chapa e a vinculação de extremidade também governam o desempenho das lajes em condições normais de exposição. Pesquisas foram reproduzidas buscando o domínio destes fatores, o que, para as chapas comerciais em condições normais de exposição, são relativamente compreendidos. Porém, a continuidade destas lajes no pavimento precisa ser melhor discutida, como proposto por Dahham, Baharom e Badaruzzaman (2017), Gholamhoseini *et al.* (2016) e Abas *et al.* (2013), sobretudo acerca dos fatores intervenientes aos momentos negativos na região dos apoios.

Nesse âmbito, é necessário que as lajes sejam investigadas de modo contínuo. O efeito da continuidade das lajes mistas e a influência percebida nos resultados que foram apresentados está mostrado a seguir.

2.2.3 Continuidade estrutural

A continuidade estrutural de lajes mistas à temperatura ambiente é um assunto que despertou interesse de pesquisa há mais de três décadas. Via de regra, os efeitos benéficos deste critério já são relativamente bem compreendidos: as armaduras junto aos apoios intermediários reduzem a fexão no meio do vão, permite redistribuição de momentos e reduzem o escorregamento relativo entre a chapa e o concreto, conforme já pôde ser compreendido, por exemplo, no trabalho de Daniels *et al.* (1990). Campos (2001) já indicou que as lajes mistas estruturalmente contínuas podem aumentar até 170% a sua capacidade portante em relação as lajes simplesmente apoiadas. Porém, algumas variáveis envolvidas não estão plenamente compreendidas, acarretando em bases normativas que ainda precisam de fomento.

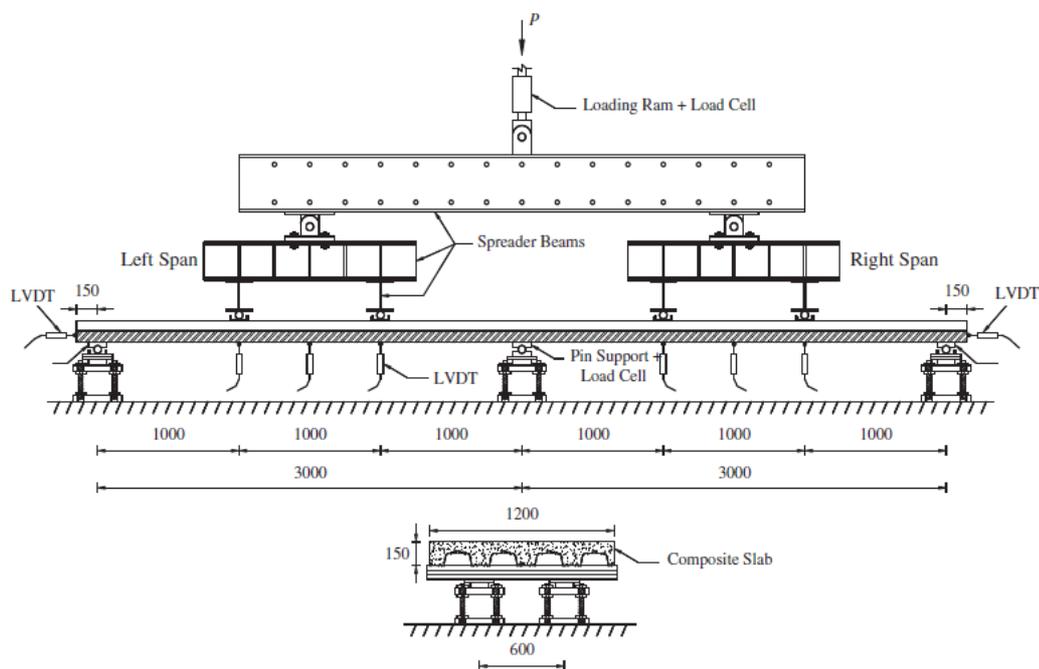
Campos (2001) descreve que as lajes mistas são usualmente projetadas como simplesmente apoiadas mesmo concebidas com múltiplos vãos e, portanto, contínuas estruturalmente. Isso se deve ao efeito da continuidade ainda não ser compreendido integralmente, o que repercute em uma tímida abordagem normativa quanto ao tema, não havendo, nas palavras do autor, um método racional de dimensionamento como nas lajes de concreto armado convencionais. Nesse âmbito, Campos (2001) cita que, na prática, as armaduras sobre os apoios intermediários, se adotadas, acabam sendo totalmente desprezadas, empregando-se apenas uma taxa mínima para questões de utilização: as chamadas armaduras construtivas.

Dahham, Baharom e Badaruzzaman (2017) realizaram um levantamento das investigações já feitas e dedicadas a avaliar experimentalmente o comportamento de lajes mistas estruturalmente contínuas e com dimensões reais (verdadeira grandeza). O compilado contabilizou um total de sete estudos desenvolvidos neste âmbito. Como conclusão, os autores mostram que o efeito da continuidade tem sido pouco estudado nas últimas décadas. Sem o uso de armaduras negativas, os autores perceberam que estas lajes possuem pouca capacidade de resistir a momentos negativos, mesmo com a chapa instalada de modo contínuo no pavimento. Os autores destacam que a prática do uso de armaduras negativas não é comum, fato que incentiva o estudo de concreto reforçado com fibras para compor lajes mistas.

Tal raciocínio justifica o número de pesquisas dedicadas a avaliar a substituição de armaduras construtivas por fibras metálicas. O uso destas armaduras é necessário para controle das fissuras de retração do concreto, o que estaria sendo atendido com as fibras. Ademais, as fibras metálicas também podem contribuir mecanicamente às lajes contínuas pois, sob carregamento, fissuras de momento negativo são formadas na região do apoio intermediário, o que é mitigado com a incorporação das mesmas. Os trabalhos experimentais de Karim *et al.* (2021), Gholamhoseini *et al.* (2016), Abas *et al.* (2013), Ackermann e Schnell (2008) e Chen (2003) são exemplos de pesquisas sobre lajes mistas contínuas testadas com fibras metálicas incorporadas ao concreto.

Gholamhoseini *et al.* (2016) investigaram, por meio de protótipos experimentais em verdadeira grandeza, lajes mistas contínuas com o emprego de concreto reforçado com fibras metálicas, armaduras suplementares e/ou telas metálicas construtivas. Os autores empregaram 16 protótipos com dimensões 6300x1200mm com 2 vãos de 3m, conforme Figura 17. O trabalho observou fatores como escorregamento relativo entre

a chapa e o concreto, bem como as fissuras produzidas junto ao apoio intermediário e a sua consequência às deflexões e capacidade de carga.



(a) Configuração do ensaio experimental



(b) Protótipos de lajes



(c) Ensaio de flexão

Figura 17 – Estudo do efeito de continuidade em lajes mistas com 2 vãos de 3 m

Fonte: Gholamhoseini *et al.* (2016)

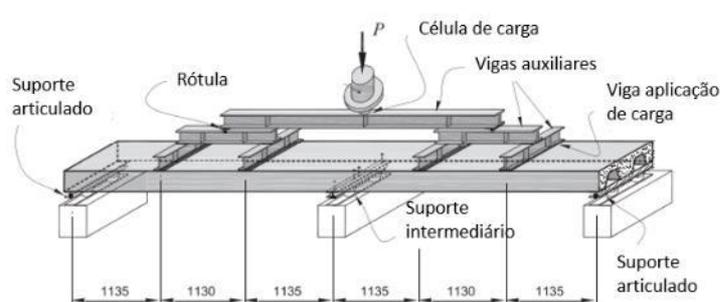
Como resultado do estudo de Gholamhoseini *et al.* (2016), todas as falhas das lajes ocorreram devido ao deslizamento entre a chapa e o concreto (*i.e.*, cisalhamento longitudinal). Em relação às lajes mistas não armadas, aumentar a taxa de armaduras negativas incrementou a capacidade de carga da laje contínua em até 80%. Já o uso de fibras metálicas resultou em um aumento de 5, 10 e 42% para uma taxa de 40, 50 e 60 kg/m³, respectivamente, conforme explicam Gholamhoseini *et al.* (2016).

Já o estudo de Abas *et al.* (2003) teve propósito parecido ao de Gholamhoseini *et al.* (2016). Também realizado em lajes contínuas, foi verificado experimentalmente a influência do teor das fibras (metálicas e com ganchos na extremidade) no controle

das fissuras da superfície do concreto junto ao momento negativo. Protótipos de lajes foram construídos e ensaiados com um apoio intermediário, formando 2 vãos de 3,4m. Foram estudadas lajes mistas com espessura de 140 e 150 mm. Nos protótipos em que armaduras foram incorporadas, usou-se o diâmetro de 6mm, espaçadas a cada 200mm. Teores de fibras metálicas de 2, 3 e 4% em relação ao volume de concreto foram testados. Uma laje mista sem incorporação de fibras e armaduras foi tomada como referência. O detalhe dos protótipos e plano de análise destes está mostrado na Figura 18a e Figura 18b.



(a) Protótipos de lajes



(b) Configuração do ensaio experimental

Figura 18 – Estudo do efeito de continuidade em lajes mistas com 2 vãos de 3,4 m

Fonte: Abas *et al.* (2013)

Os resultados de Abas *et al.* (2003) mostraram que a adição de fibras metálicas reduziu as fissuras na superfície do concreto da laje junto ao apoio intermediário, além de mitigar o escorregamento relativo entre a chapa e o concreto. Estas lajes tornaram-se mais efetivas para cumprir com as questões de serviço frente às construídas com armaduras construtivas, mas somente quando a sua taxa era superior a 30 kg/m^3 . Em comparação a laje sem armaduras e fibras, as lajes com 20 kg/m^3 aumentaram a carga de deslizamento relativo chapa-concreto em 59%. Em relação a laje com armaduras construtivas, o uso de fibras posterga em mais de 50% o instante de início de abertura de fissuras junto ao apoio negativo.

O estudo de Campos (2001) adotou protótipos de lajes mistas analisadas como estruturalmente contínuas para avaliar a influência desta condição no escorregamento relativo entre chapa e concreto, deflexões, deformações longitudinais nas armaduras e chapa, além de monitorar as fissuras incidentes na parcela de concreto. O esquema do estudo experimental de Campos (2001) está mostrado na Figura 19. Adotaram-se 6 protótipos de lajes com vãos duplos simétricos e contínuos sobre um apoio interno, ensaiados com carregamento crescente até a ruptura.

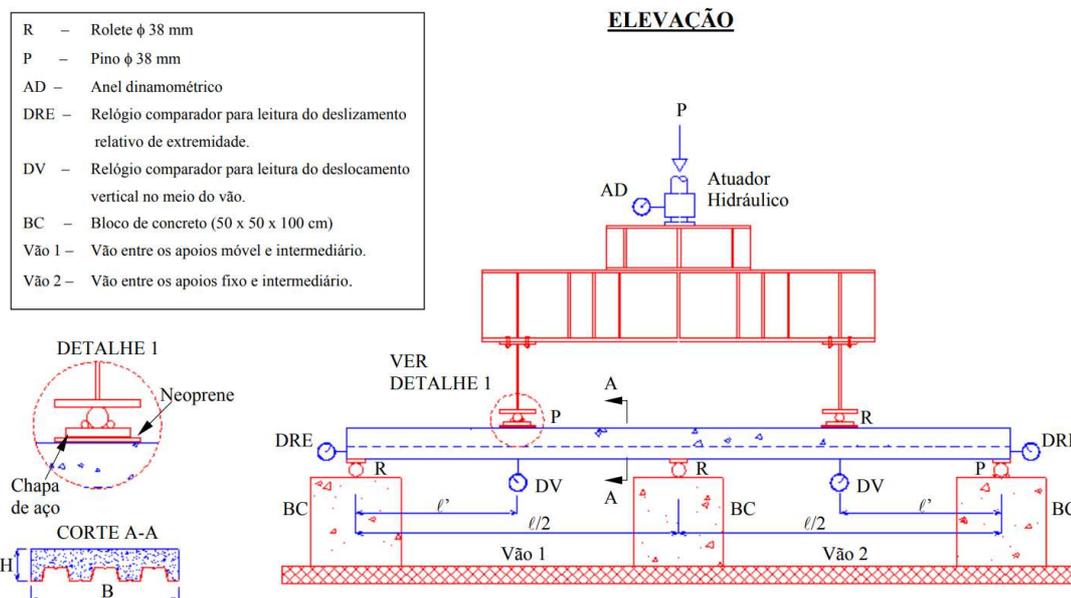


Figura 19 – Estudo do efeito de continuidade em lajes mistas com 2 vãos de 1,8 m
Fonte: Campos (2001)

Nos protótipos adotados por Campos (2001), a ruptura das lajes ocorreu pela combinação de cisalhamento longitudinal com escoamento da armadura negativa. A capacidade última das lajes iniciou pela perda de aderência entre a chapa e concreto na região próxima aos apoios de extremidade. No entanto, o efeito da continuidade retardou o início do escorregamento relativo entre a chapa e o concreto, preservando o comportamento misto da estrutura por mais tempo. O comportamento das lajes no apoio intermediário foi semelhante ao de uma laje de concreto armado convencional. Segundo o autor, o apoio interno absorveu 75 % da carga total aplicada na laje, sendo o valor superior ao obtido pelo cálculo elástico da laje. Campos (2001) sugere a adição de armaduras negativas neste tipo de laje visando a continuidade estrutural, pois os resultados obtidos mostraram uma melhora da *performance* da laje sob carga.

Percebe-se que há um limitado número de pesquisas destinadas a estudar o efeito da continuidade de lajes mistas a temperatura ambiente. Diversos são os fatores intervenientes na falha destas lajes, conforme mostrado. A discussão equivalente para as lajes submetidas às altas temperaturas de um incêndio estão discutidas a seguir.

2.3 Desempenho em altas temperaturas

As análises de resistência ao fogo devem ser produzidos de modo a submeter a estrutura à curva de temperatura padrão da ISO 834-1 (ISO, 1999). A curva obedece a Equação (1).

$$T = T_0 + 345 \cdot \log_{10} \cdot (8t + 1) \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (1)$$

Essas temperaturas submetem a estrutura a um processo de aquecimento que culmina em transformações de natureza físico-mecânica das partes que a constituem. Uma discussão destes fatores é feita na sequência.

2.3.1 Fatores térmicos

O aquecimento dos materiais que constituem a estrutura provoca uma série de transformações que desencadeiam processos de natureza físico-química e mecânica, cuja magnitude depende da distribuição de temperatura na estrutura. Neste item estão abordados os parâmetros que fundamentam a difusividade térmica dos materiais que constituem as lajes mistas expostas às altas temperaturas.

a) Condutividade térmica

A condutividade térmica é uma propriedade física relativa à condução de calor no material, sendo influenciada por fatores como, no caso do concreto, a natureza do agregado, quantidade de água livre, porosidade, fissuras, entre outros. No caso dos materiais metálicos, depende da liga metálica, do minério usado, além de outros. Este parâmetro é obtido pelas normas de projeto, como o EN 1992-1.2 e EN 1993-1.2 para as estruturas de concreto e metálicas, respectivamente.

Para o aço, tal parâmetro tende a apresentar pouca variabilidade, dependendo do tipo de metal e temperatura de análise. Para o aço, geralmente a faixa de 30 a 55 W/m.k é bem aceita.

Já no caso do concreto, haja vista a variabilidade de sua produção, o parâmetro é influenciado por diversos aspectos construtivos. Há estudos que mostraram valores de condutividade térmica divergentes daqueles propostos pelo EN 1992-1.2, conforme Kodur (2014). Outros, como o de Achenbach e Morgenthal (2017) e Li, Zhang e Jiang

(2017), mostram o contrário. A justificativa é que os valores normativos são extraídos de corpos de prova feitos em laboratório, construídos com produção controlada, o que muitas vezes não ocorre nas estruturas reais segundo Robert, Colina e Debicki (2014). Os protótipos experimentais em escala real são ensaiados carregados, e sabe-se que isso induz fissuras no concreto, o que pode modificar a distribuição de temperatura na seção. Nesse âmbito, Achenbach e Morgenthal (2017) e Xing *et al.* (2011) são críticos aos parâmetros térmicos de norma, citando que eles não são representam à realidade.

Estudos como de Li, Zhang e Jiang (2017) e Kodur (2014) mostram o aumento dos valores de condutividade térmica obtidos com protótipos ensaiados em verdadeira grandeza frente aos normativos. Trabalhos como o de Xing *et al.* (2011) já mostraram a variação da condutividade térmica do concreto segundo a natureza dos agregados. Os autores identificaram que a condutividade térmica dos agregados sílico-basálticos foi superior a 1 W/m.k frente aos valores do EN 1992-1.2 (EN, 2010) para agregados calcários e silicosos. Outros autores mostraram que a variação desse parâmetro pode ser de até 35% entre os agregados de quartzo e basalto, conforme Kim *et al.* (2003). Em relação aos concretos com agregados quartzosos, os valores variaram de 2,70 a 7,0 W/m.K. Já para Kodur (2014), essa variação foi de 2,4 a 3,6 W/m.k.

b) Calor específico

O calor específico mede a quantidade de energia necessária – por unidade de massa – para aumentar 1°C num determinado material. Para o aço, o parâmetro varia entre 0,4 e 0,6 kJ/kg.°C. Já para o concreto que compõe as estruturas convencionais, é da ordem de 0,50 a 1,13 kJ/kg.°C, conquanto que apenas para a argamassa 0,63 a 1,72 kJ/kg.°C, função da natureza do agregado e características físico-mecânicas do concreto. Sua magnitude aumenta ligeiramente em razão da ação do calor, podendo atingir valores entre 1,3 a 1,6 kJ/kg.°C.

Os parâmetros de condutividade térmica e de calor específico são influenciados por diversos fatores relativos aos materiais, como características do concreto (idade, porosidade, permeabilidade etc.) e, sobretudo, a natureza do agregado. Há trabalhos como o de Xing *et al.* (2011) que se destinam a avaliar a influência dos agregados nos parâmetros termo-mecânicos do concreto em altas temperaturas, havendo variações notórias dos resultados. Xing *et al.* (2011) comentam que a estabilidade e quantidade de quartzo é determinante nesse sentido, pelo fato do agregado representar 60 a 80% do volume do concreto, conforme se compreende pelo estudo de Chan (2013).

O parâmetro também é influenciado por transformações físicas e químicas nas quais o concreto é submetido durante o seu aquecimento, incluindo a vaporização de água aos 100°C, a dissociação do hidróxido de cálcio e a transformação sofrida pelo quartzo dos agregados, segundo relata Kodur (2014).

c) Expansão térmica

A expansão térmica se justifica no fato do aquecimento produzir vibrações nos átomos constituintes dos materiais, fazendo com que ele sofra expansão. A magnitude desta expansão térmica produzida é descrita na Equação (2), sendo α o coeficiente de dilatação térmica ($^{\circ}\text{C}^{-1}$) e ΔT variação de temperatura na peça ($^{\circ}\text{C}$). A equação é válida para uma variação uniforme de temperatura na seção. Porém, nas estruturas correntes, o aquecimento ocorre em apenas uma das faces, o que, pela condutividade térmica dos materiais que a compõe, produz um gradiente de temperatura, gerando o efeito de membrana, discutido no próximo item.

$$\varepsilon_T = \alpha \cdot \Delta T \quad (2)$$

A expansão térmica é acompanhada de deflexões verticais. Selanet e Bolukbas (2016) e Nadjai *et al.* (2011) salientam que nos 30 min iniciais de exposição, esse fator é consequência da expansão e empenamento térmico (*thermal bowing*), não estando atrelada à redução da resistência dos materiais. Com a restrição à dilatação térmica proporcionada pelos apoios, momentos negativos solicitantes serão produzidos nesta região, conforme a Figura 20 e Figura 21.

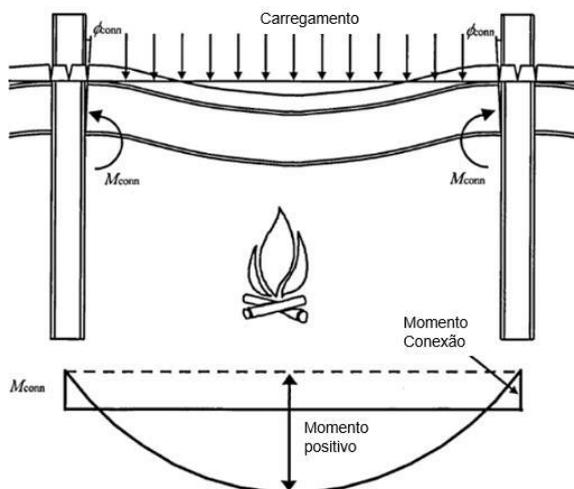


Figura 20 – Momento negativo desenvolvido na restrição à dilatação térmica Javaheriaif (2017)

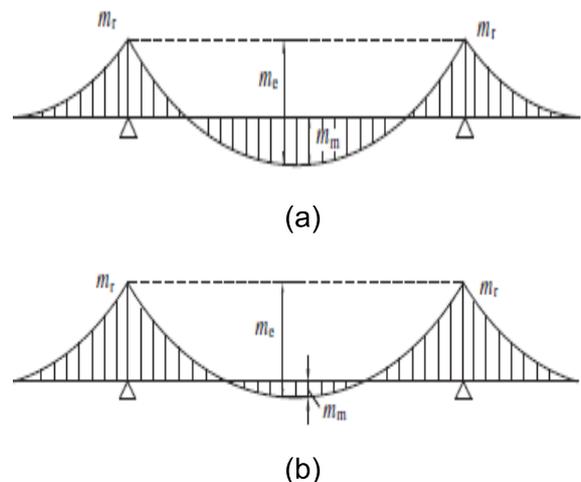


Figura 21 – Redistribuição dos momentos: (a) antes e (b) durante aquecimento Guo (2012)

Caso a laje seja incapaz de absorver tal momento negativo produzido, fissuras podem ser formadas nessa região, o que já foi notado nos trabalhos experimentais de Stadler (2012), Wald *et al.* (2010), Newman, Robinson e Baley (2006) e Kirby (1998). Estes autores mostraram que as primeiras fissuras no concreto que compõem as lajes mistas ocorreram no alinhamento das vigas intermediárias. As fissuras podem alterar a estaticidade estrutural das lajes. A inserção de armaduras negativas incorpora uma resistência nessa região e pode mitigar o fenômeno.

2.3.2 Fatores termomecânicos

O aquecimento dos materiais induz a sua deterioração mecânica. A capacidade resistiva da estrutura é inversamente proporcional às temperaturas que nela incidem, desencadeando um efeito integrado de expansão térmica e degradação mecânica dos materiais. É um efeito complexo, o qual está discutido a seguir, organizado em razão do material constituinte da laje: armaduras, chapa perfilada e concreto.

- Armaduras

Os metais são compostos por uma estrutura simétrica de átomos alótropos. O aquecimento do metal desloca os átomos de sua posição inicial estável, formando-se uma nova estrutura atômica. Este processo é conhecido como “transformação de fase alotrópica”, alterando dureza, resistência e ductilidade do metal em questão. A ASTM E119 define a temperatura crítica do aço como sendo 538°C. Tal critério normativo é baseado na redução da tensão de escoamento do aço carbono que, na temperatura citada, mostra uma redução da ordem de 50 a 60%. Métodos simplificados de cálculo de estruturas ao incêndio de diversas normas, seja de concreto armado ou metálicas, tendem a usar esse critério na proposição de técnicas projetuais.

A suposição da temperatura crítica do aço limitada por norma tem um contexto histórico. No século passado, antes da década de 60, o projeto das estruturas era feito – simplificada – pelo métodos das tensões admissíveis. Nos projetos metálicos, para que requisitos mínimos de segurança fossem satisfeitos, a tensão limite admitida ao aço era da ordem de 60% da sua capacidade total. Isso levou a suposição comum de que temperaturas na faixa dos 500 a 550°C ofereceriam uma tensão limite que o aço suportaria antes do colapso. Criou-se uma sensação de “segurança” ao indicar tal temperatura como sendo a limite. Esse princípio é usado até os dias de hoje.

Nesse âmbito, para as barras de aço das estruturas de concreto armado, a EN 1992-1.2 (EN, 2010) sugere coeficientes de redução da sua resistência em função da temperatura para esforços de tração e compressão, além do módulo de elasticidade e diagramas tensão vs deformação desse material. Estes diagramas são empregados nas análises numéricas não lineares, a exemplo do que está feito nesta tese.

- Chapa perfilada

A EN 1993-1.2 (EN, 2010) e NBR 14323 (ABNT, 2013) apresentam fatores para as propriedades mecânicas dos aços de perfis laminados. Entretanto, os elementos formados a frio tem um maior fator de massividade, culminando em um aumento mais rápido das temperaturas, conforme explica Pinheiro (2015). Logo, a redução das suas propriedades mecânicas é mais rápida do que o sugerido em norma, podendo se ter uma diferença de até 30% entre ambas segundo Ranawaka e Mahendran (2009).

Dada a gama de chapas metálicas disponíveis para a produção destes perfis e a variabilidade regional do material, as pesquisas já realizadas mostraram o emprego de aços com parâmetros mecânicos sutilmente distintos entre si, como nos estudos de Craveiro *et al.* (2016), Kankanamge e Mahendran (2011) e Ranawaka e Mahendran (2009). Entretanto, a análise integrada dos trabalhos direciona a certa previsibilidade do comportamento dos aços adotados nestas chapas. Este material tem propriedades distintas do aço dos perfis laminados ou soldados, indicando que suas características não podem ser extraídas da EN 1993-1.2 (EN, 2010). Os trabalhos de Pinheiro (2015) e Craveiro *et al.* (2016), por exemplo, definiram experimentalmente tais propriedades mecânicas em altas temperaturas das chapas perfiladas usadas nas lajes mistas.

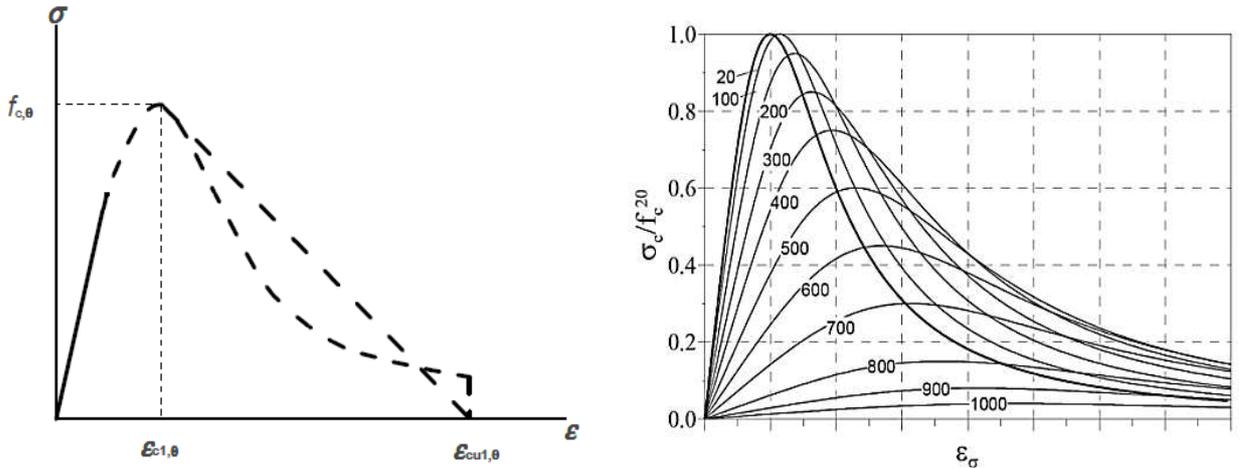
- Concreto

A resistência a compressão do concreto em cada faixa de temperatura depende das transformações físicas e químicas sofridas pela pasta de cimento e agregados. O trabalho mais lembrado neste sentido é o de Kodur (2014), pela perspectiva mecânica, e Khoury (1992), na parte das transformações microestruturais.

Para efeitos de projeto, o comportamento do concreto em situação de incêndio é representado por meio de coeficientes de redução da sua resistência para cada faixa de temperatura, constates na EN 1992-1.2 (EN, 2010) e NBR 15200 (ABNT, 2012). Estas normas sugerem fatores de redução específicos para resistência a compressão, tração e módulo de elasticidade. A EN 1992-1.2 inclusive sugere a relação tensão vs deformação do concreto em altas temperaturas no domínio $\varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$, como mostrado

na Equação (3), com comportamento elástico até 40% de $f_{c,\theta}$. A curva normativamente proposta e calculada para diferentes temperaturas é mostrada na Figura 22.

$$\sigma = \frac{3 \cdot \varepsilon \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \cdot \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)} \quad (3)$$



(a) Curva tensão vs deformação hipotética para o concreto proposto pela EN 1992-1.2

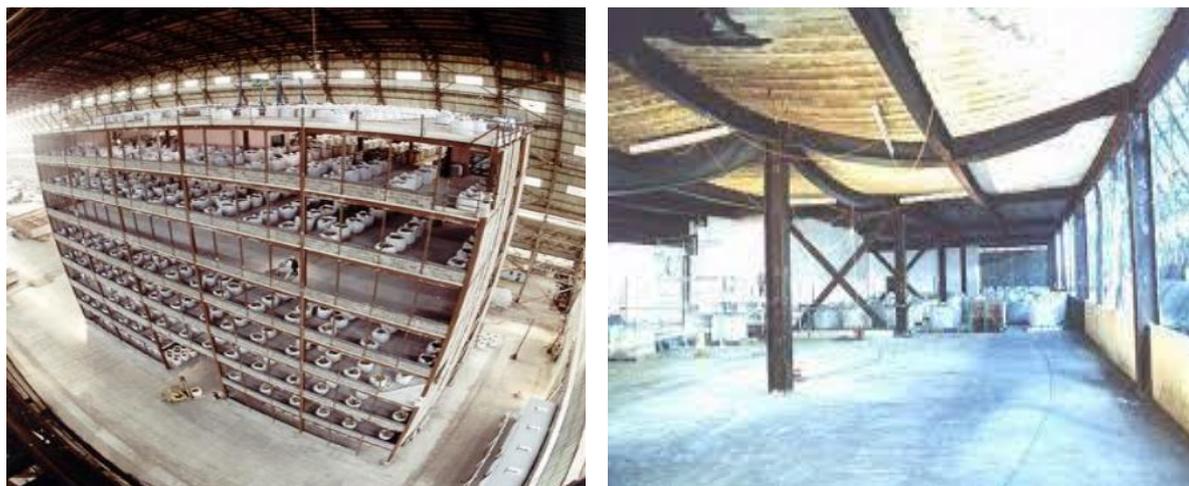
(b) Curvas tensão vs deformação para o concreto sob diferentes faixas de temperatura

Figura 22 – Tensão vs deformação do concreto em altas temperaturas

Fonte: (a) EN 1992-1.2 (EN, 2010) e (b) Wang (2016)

2.3.3 Fatores termo-físico-mecânicos

O ensaio em um edifício em verdadeira grandeza desenvolvido em Cardington, detalhado em Kirby (1998), conforme Figura 23, mostrou uma resistência inerente às altas temperaturas das lajes mistas, não são percebidas em temperatura ambiente. A pesquisa foi desenvolvida dentro de um hangar de *zeppelin* abandonado na cidade de Cardington, na Inglaterra, entre os anos de 1995 e 2003. Um total de sete incêndios foram simulados no protótipo admitido (Figura 23a). O resultado deste estudo mostrou que as lajes mistas não colapsaram mesmo com as vigas intermediárias sem proteção térmica (Figura 23b). O fato eclodiu discussões sobre a capacidade de carga das lajes mistas causado por mecanismos físico-mecânicos, motivando estudos subsequentes.



(a) Protótipo do estudo experimental

(b) Deflexões das lajes após o ensaio

Figura 23 – Investigação em escala real de edifício ao incêndio

Fonte: Newman, Robinson e Bailey (2006)

A principal justificativa da estabilidade das lajes mistas às altas temperaturas foi atribuída a mobilização de mecanismos termo-físico-mecânicos, o chamado efeito de membrana. Por ter sido feito em um edifício real, a continuidade estrutural das lajes no pavimento foi uma das justificativas presumidas, induzindo uma dilatação térmica restringida das lajes mistas durante o aquecimento. Após a publicação dos resultados desta pesquisa, o mecanismo de membrana nestas lajes passou a receber interesse de pesquisadores. Todavia, por ser percebida em ensaios experimentais e envolver a continuidade estrutural da mesma, ainda não há domínio absoluto de todos os fatores intervenientes no processo, pois esbarram na necessidade de investigação em fornos horizontais a estudos em escala real. Isso justifica a falta de critérios normativos para incorporar o fenômeno em projeto.

Todavia, é consenso que o mecanismo de membrana melhora o desempenho mecânico da laje ao incêndio. Os resultados experimentais mostram que a resistência ao fogo destas lajes aumenta se comparado aos resultados esperados pela aplicação de equações baseadas na teoria elementar de flexão (equilíbrio dos esforços internos de tração e compressão da seção), explica Abu, Plank e Burgess (2012). O fenômeno tem origem no efeito *thermal bowing*, que gera o arqueamento da laje e que depende, sobretudo, das condições de sua vinculação nas extremidades. O *thermal bowing* atua mesmo nas lajes sem vinculação da extremidade, mas o comportamento de membrana – e portanto o incremento da capacidade de carga da laje no aquecimento – somente se desenvolve havendo restrição à dilatação térmica nas extremidades, explica Foster (2006).

O fenômeno do *thermal bowing* é produzido pela dilatação térmica não uniforme da seção. Ele dilata a face exposta ao fogo de modo diferente da face em que as altas temperaturas não incidem, criando uma curvatura inversa, negativa. Esse mecanismo permite que as vigas secundárias não necessitem de proteção térmica. Caso a laje for restringida nas extremidades (periferia), anéis de compressão serão formados durante o aquecimento, conforme a Figura 24a, criando um núcleo tracionado e uma periferia comprimida. A dilatação térmica restringida desencadeia um comportamento típico de membrana. Os anéis de compressão ocorrem nas lajes cujas dimensões em planta são quadradas. Caso uma dimensão da laje preponderar sobre a outra, o mecanismo se desenvolve somente na direção principal, lembrando uma catenária, como a Figura 24b. Case frisar que o comportamento de membrana só é mobilizado com grandes deflexões na laje, conforme destaca Li, Guo e Zhou (2006).

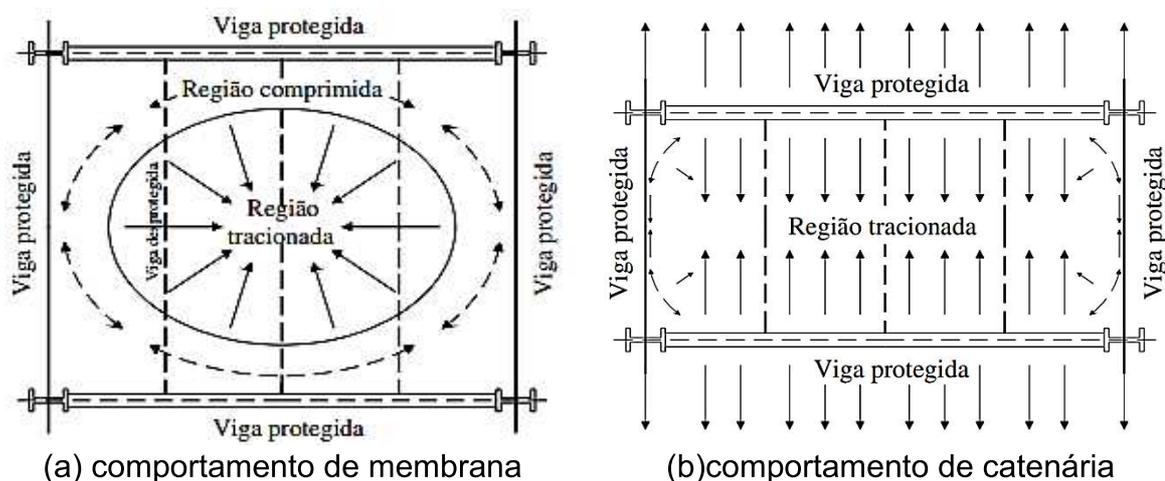


Figura 24 – Comportamento de membrana e catenária de lajes mistas

Fonte: Caldas (2008)

A Figura 25 mostra as especificidades do comportamento de membrana. Os anéis de compressão produzem fissuras na região central que, segundo Herraiz e Vogel (2016), provém da incompatibilidade entre esforços de compressão que se originam na laje com os esforços oriundos da sua vinculação perimetral. Estes anéis de compressão tendem a se formar a medida em que a dilatação térmica e o *thermal bowing* ocorrem, desde que perifericamente a sua movimentação horizontal seja restringida. Segundo Foster (2016), a restrição vertical também é necessária. Segundo Javaheriafif (2017), Najai *et al.* (2011), Guo (2012) e Usmani *et al.* (2001), estima-se que as fissuras originadas junto aos cantos da laje provém da dilatação térmica nos instantes iniciais, visto que elas são as primeiras fissuras a se desenvolverem.

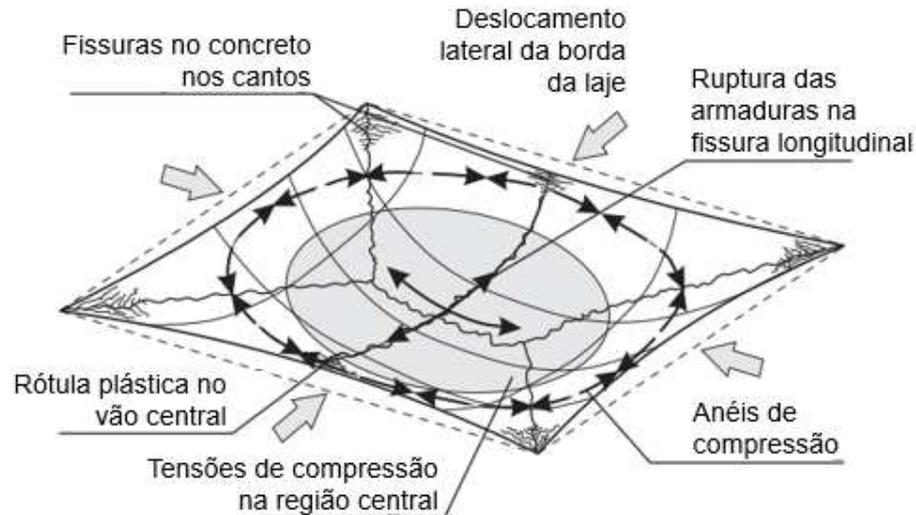


Figura 25 – Sistemática do comportamento de membrana
Fonte: adaptado de Herraiz e Vogel (2016)

As fissuras junto aos cantos se justificam. Havendo a mobilização do efeito de membrana, Stadler (2012) descreve que as forças incidentes no meio do vão da laje desaparecem, migrando para os suportes das vigas, ou seja, os pilares. Segundo este autor, as cargas da laje migram diagonalmente do centro aos cantos, indicando que as cargas são transferidas aos pilares, pois estes últimos fornecem um suporte mais rígido do que as vigas do pavimento, que teoricamente passam a sofrer deflexão em função do seu aquecimento.

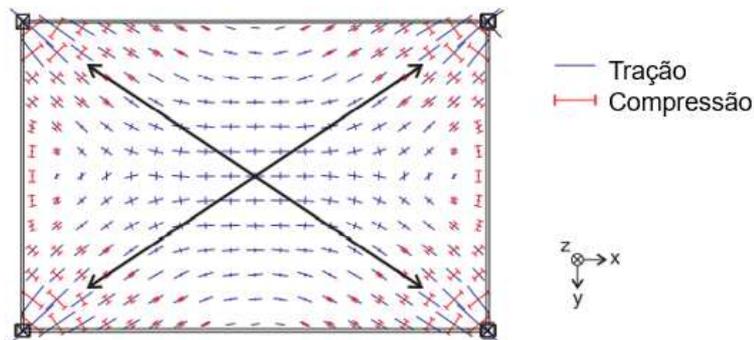


Figura 26 – Distribuição dos esforços e a mobilização do efeito de membrana
Fonte: adaptado de Stadler (2012)

O estudo experimental de Li, Guo e Zhou (2006) mostra uma integração do que anteriormente se discutiu. Antes da membrana ser mobilizada, estes autores mostram fissuras preliminares que remetem à teoria das charneiras plásticas (Figura 27a-c), convergindo à fundamentação de Stadler (2012). Com o incremento de temperatura, a deformação vertical da laje aumenta, produzindo as condições ideais para que o

mecanismo de membrana se mobilize (Figura 27d). O aumento das deflexões viabiliza o comportamento de membrana (Figura 27e). Finalmente, em estágios avançados do aquecimento da laje, este mecanismo se perde e a laje passa a ser suspensa pelas armaduras construtivas, desde que contínuas no pavimento (Figura 27f).

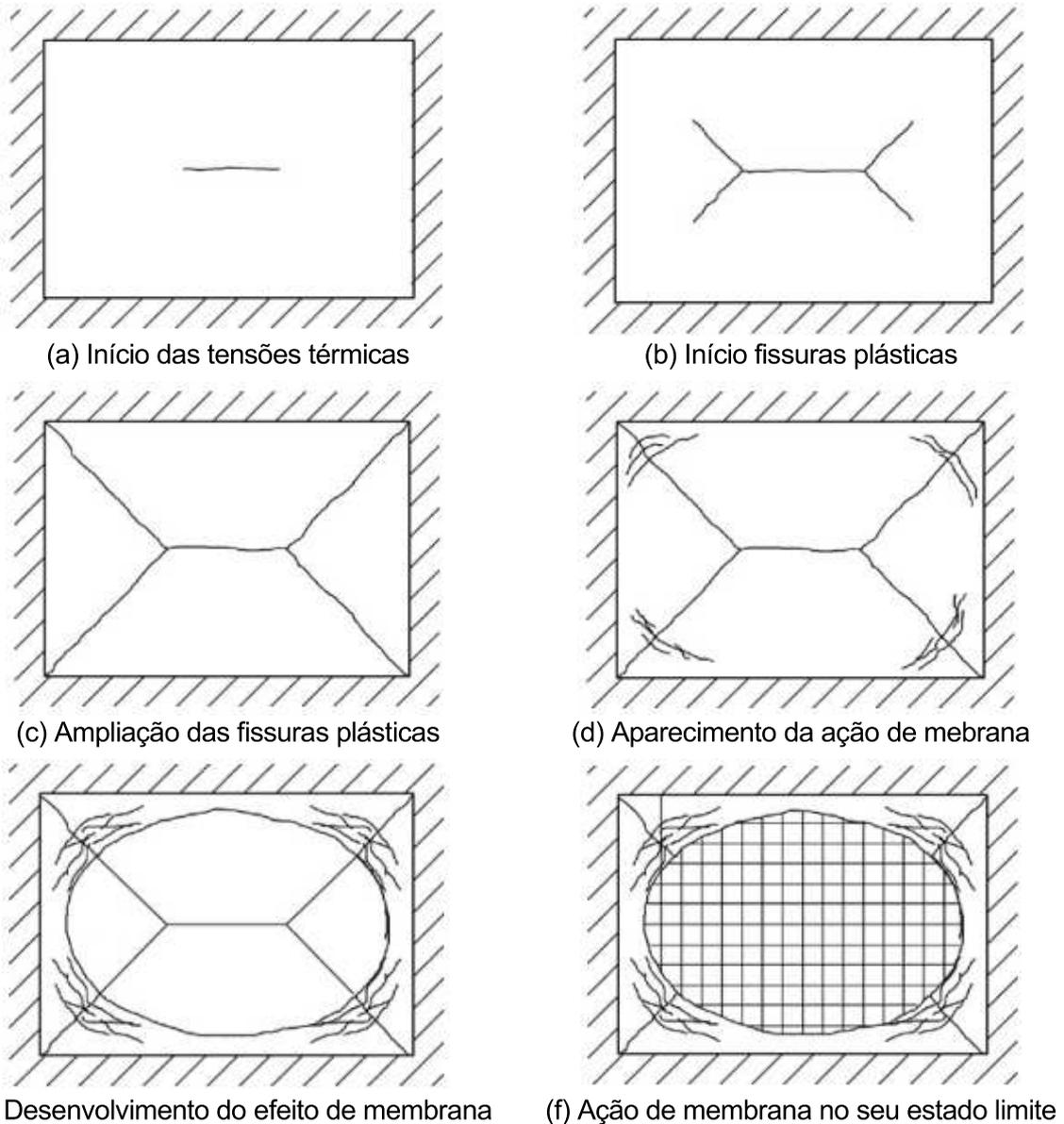


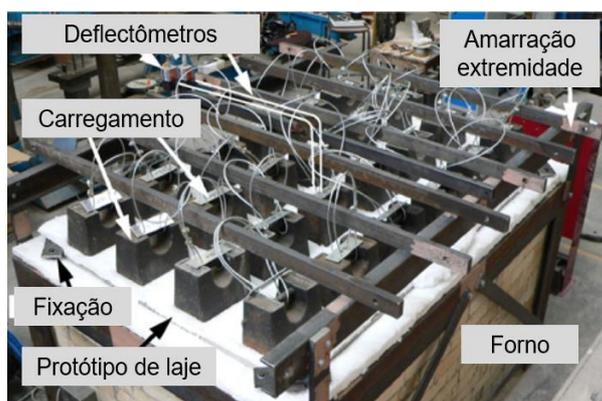
Figura 27 – O desenvolvimento da ação de membrana em laje mista

Fonte: adaptado de Li, Guo e Zhou (2006)

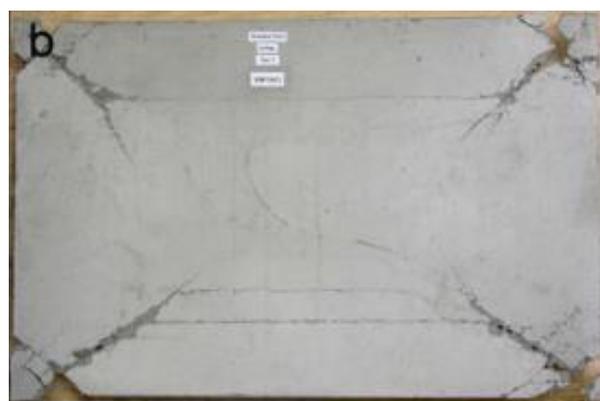
Todavia, o estudo de Li, Zhang e Jiang (2017) mostrou que tais fissuras podem ter características distintas se analisadas de modo estruturalmente contínuas.

A medida em que o aquecimento ocorre, as fissuras junto a superfície do concreto iniciam. Javaheriafif (2017), Guo (2012), Nadjai *et al.* (2011) e Usmani *et al.* (2001), por exemplo, explicam que as fissuras nos primeiros minutos de exposição da laje provém

da dilatação térmica restringida, enquanto que, para tempos avançados, da deterioração mecânica dos materiais que a compõem. As fissuras descritas por Herraiz e Vogel (2016) e detalhadas por Bailey (2004) foram percebidas nos estudos experimentais de Yang *et al.* (2013) e Bailey e Toh (2007). As fissuras plásticas e os anéis de compressão formados *a posteriori* estão mostradas, respectivamente, na Figura 28 e Figura 29.



(a) Configuração do ensaio experimental



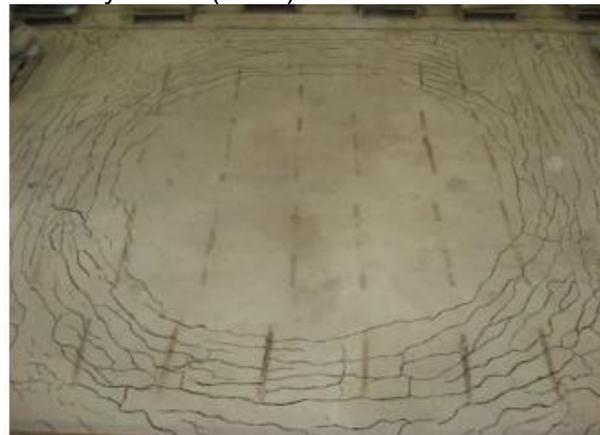
(b) Fissuras plásticas

Figura 28 – Rótulas plásticas produzidas ao longo do aquecimento da laje

Fonte: adaptado de Bailey e Toh (2007)



(a) Protótipo de investigação experimental



(b) Fissuras na superfície da laje

Figura 29 – Anéis de compressão produzidos durante o aquecimento da laje

Fonte: Yang *et al.* (2013)

Todavia, tais fissuras produzidas no concreto *a priori* e *a posteriori* da mobilização de membrana na laje não são consenso na literatura. Bailey (2004), por exemplo, mostra afirmações opostas ao que Li, Guo e Zhou (2006). Inclusive o trabalho de Li, Guo e Zhou (2006) apresentam uma crítica ao estudo de Bailey (2004). Este último, na proposição de um método de cálculo para a estimativa do comportamento de membrana, tomou como critério as fissuras extraídas da teoria das chaneiras plásticas produzidas na laje. Li, Guo e Zhou (2006) entendem que isto não é justo pois as armaduras construtivas dispostas na laje podem alterar estas fissuras e, inclusive, o comportamento de membrana da laje,

conforme já mostrado na Figura 27. Segundo Yang, Dong e Xu (2013), as fissuras típicas dos anéis de compressão são formadas após 30 min de exposição às altas temperaturas, enquanto Nguyen e Tan (2017) citam que o mecanismo de membrana é plenamente mobilizado por volta de 50 min. As fissuras produzidas pela mobilização do mecanismo de membrana lembram uma roda de bicicleta, conforme analogia de Nadjaj *et al.* (2011).

Trabalhos como de Fike e Kodur (2011) se apoiaram no controle do instante de início de formação das fissuras supracitadas para deduzir o instante em que houve o início da mobilização de membrana. Além da vinculação da laje junto as extremidades, outras variáveis também influenciam neste mecanismo. Abu, Plank e Burgess (2012) e Li, Zhang e Jiang (2017) também listam a taxa de aquecimento e as conexões entre a laje e viga secundária, bem como entre o concreto e a chapa perfilada que constitui a laje mista. Segundo Stadler (2012), a mobilização do comportamento de membrana cresce paralelamente ao incremento da espessura da laje.

O Método de Bailey-BRE de Bailey (1999) descreveu um procedimento de cálculo para estimar o efeito de membrana no projeto das lajes mistas. Todavia, dois importantes aspectos do projeto das lajes foram negligenciados: a sua restrição horizontal e rotacional produzida pela continuidade no pavimento. Trabalhos como de Li, Zhang e Jiang (2017), Bednár *et al.* (2013), Stadler (2012) já mostraram que a interação entre os painéis de laje no pavimento produz redistribuição dos esforços. O critério de Bailey (1999), apesar de ser muito referenciado na literatura, diverge do que algumas pesquisas perceberam nos seus respectivos estudos experimentais, tais como Stadler (2012), Wald *et al.* (2010) e Kirby (1998), sobretudo quanto ao critério e o estado de formação de fissuras que é inerente ao método.

Para Gernay e Khorasani (2020) e Bailey (2004), o efeito de membrana também pode ser desencadeado em lajes sem uma restrição aos deslocamentos horizontais. Na inexistência de restrição horizontal, a magnitude de mobilização de membrana é menor e só ocorre se as vigas principais não sofrerem deformações.

2.3.4 Comportamento misto ao incêndio

Rodrigues (2020), Rezaeian *et al.* (2019), Gholamhoseini *et al.* (2016), Marques (2011) e Craveiro (2010) já mostraram a complexidade de determinação do grau de interação entre a chapa e concreto a temperatura ambiente. São diversos fatores que interferem nestes resultados, fazendo com que, mesmo a temperatura ambiente, este

aspecto não esteja consumado. Isso justifica o procedimento da EN 1993-1.1 e NBR 8800 para definir a resistência ao cisalhamento longitudinal entre a chapa e concreto, por exemplo. Sem o domínio absoluto das variáveis inerentes e dada a discrepância dos resultados e características das chapas disponíveis no mercado, é necessário que análises laboratoriais para concluir acerca da interação entre ambos os materiais.

Ao incêndio o assunto é pouco debatido. Diferente das análises a temperatura ambiente, poucos estudos dedicados a investigar o grau de interação entre a chapa e concreto em altas temperaturas estão disponíveis. Há autores que descrevem haver desprendimento entre ambos, fato que só é notado experimentalmente em protótipos com dimensões reais. Todavia, esta dedução encontra-se descrita apenas em estudos recentes, como de Karim e Shafei (2021), Sharma, Vaddamani e Agarwall (2019) e Li, Zhang e Jiang (2017). Porém, as análises do referido assunto ainda são tímidas, não fornecendo subsídios para a modelação numérica.

Através de seis protótipos de lajes avaliadas experimentalmente em verdadeira grandeza, Lim e Wade (2002) identificaram o desprendimento da chapa perfilada aos 5 min de análise, criando uma camada de ar na interface chapa-concreto, conforme a Figura 30a. Segundo análises experimentais feitas em protótipo único e desenvolvido em um compartimento com lajes mistas, Wald *et al.* (2010) não abordam o instante em que o desprendimento da chapa perfilada ocorreu. Os autores somente mostram a configuração da laje ao término do ensaio. É possível identificar o desprendimento completo da chapa. A imagem foi extraída dos escorrebos da laje, que colapsou aos 62 min devido a falha de interação com as vigas de suporte.



(a) Desprendimento chapa perfilada do concreto do estudo de Lim e Wade (2002)



(b) Desprendimento chapa perfilada do concreto do estudo de Wald *et al.* (2010)

Figura 30 – Perda do comportamento misto em altas temperaturas
Fonte: Lim e Wade (2002) e Wald *et al.* (2010)

De acordo com Lim (2003), a chapa perfilada começa a se descolar do concreto assim que a laje mista é exposta às altas temperaturas. O seu desprendimento ocorre após 6 min de exposição. O estudo de Sharma, Vaddamani e Agarwall (2019) avaliou a influência do desprendimento da chapa na distribuição de temperatura na seção da laje, e concluiu que isto produziu uma diferença da ordem de 1,6% entre os resultados. Porém, o estudo não analisou a influência deste cenário no comportamento mecânico das lajes numericamente avaliadas.

Tal lacuna do conhecimento faz com que estudos numéricos tenham que tomar decisões discrepantes. Piloto *et al.* (2020), *e.g.*, incorporaram este desprendimento da chapa nos seus modelos através de uma camada de ar na interface entre a chapa e o concreto, tal como o procedimento de Sharma, Vaddamani e Agarwall (2019). Foi adotada a camada de ar de 0,5 e 1,0 mm na análise térmica. Já na análise mecânica os autores admitiram a interação entre ambos. Gernay e Khorasani (2020) e Lamont, Usmani e Drysale (2001), por outro lado, desconsideraram esta participação da chapa nas análises mecânicas. Este critério foi justificado pela sua esbeltez e por esta chapa apresentar, na palavra dos autores, pouca contribuição mecânica à laje ao incêndio.

Percebe-se que ainda é necessário compreender melhor o que acontece nesta interface em altas temperaturas. Todavia, esta interação entre ambos os materiais, de fato, compromete o comportamento estrutural misto. Em termos conceituais, esta laje somente poderia ser tratada como mista em altas temperaturas se a chapa perfilada e o concreto tenham interação mecânica nesta ocasião.

2.3.5 Continuidade estrutural ao incêndio

Nas lajes mistas de aço e concreto sem armaduras suplementares em situação de incêndio, a exposição direta da chapa perfilada ao ambiente remete a falha da laje ao momento positivo. A justificativa do colapso reside na esbeltez da chapa metálica e sua sensibilidade às altas temperaturas, presumindo uma rápida falência da laje na ocasião. Por não ser necessário o uso de armaduras suplementares, a falha da chapa acarreta na perda da parcela resistente a tração da laje. O uso de barras de armaduras positivas tem sido adotado como uma solução que contorna tal problema. Todavia, os casos de incêndios reais e estudos experimentais em escala real mostram o oposto, devido a mobilização de membrana, já discuido. Este mecanismo tem sido percebido em lajes estruturalmente contínuas no pavimento, como destaca Javaheriafif (2017),

Guo (2012), Nadjai *et al.* (2011), Bailey (2004), Usmani *et al.* (2001) e outros. Logo, a análise da continuidade estrutural, além de se tratar de uma condição real das lajes mistas nas edificações, é elementar para compreender sua *performance* ao incêndio.

a) A influência da continuidade estrutural

Já se identificou que a continuidade estrutural da laje é uma das premissas para que o mecanismo seja mobilizado, conforme Foster (2006). Portanto, estima-se que a substituição de armaduras positivas por negativas, além de incorporar tal continuidade e viabilizar a mobilização do comportamento de membrana, possibilita a redução do consumo de aço e aumento da eficiência do desempenho das lajes mistas ao incêndio. Isso se deve ao fato das armaduras negativas estarem termicamente mais protegidas do que as positivas. Logo, as análises preliminares direcionam à maior efetividade do uso de armaduras negativas nestas estruturas.

Os estudos que se dedicaram a compreender este assunto mostraram algumas particularidades. Quando analisadas de modo contínuo no pavimento, no alinhamento das vigas secundárias foram percebidas fissuras no concreto da laje, mesmo havendo armaduras negativas. Tais fissuras foram percebidas nos estudos de Li, Zhang e Jiang (2017), Standler (2012) e Newman, Robinson e Baley (2006). Em todos os casos, tais fissuras foram notadas nos instantes iniciais do ensaio, até por volta dos 30 min, como mostra a Figura 31 e Figura 32.



Figura 31 – Fissura em laje mista contínua: ensaio em Cardington, Inglaterra
Fonte: Newman, Robinson e Bailey (2006)



Figura 32 – Fissura em laje mista contínua: ensaio em Munique, Alemanha
Fonte: Stadler (2012)

Apesar de pouco debatida nos estudos experimentais supracitados, a formação das primeiras fissuras na região do momento negativo é justificável e compreendida

desde a década de 70. Anderberg (1973) realizou testes em laboratório com lajes de concreto, notou que o momento negativo de lajes de concreto submetidas ao incêndio e restringidas nas extremidades tende a aumentar. Este momento negativo adicional provém da própria restrição à dilatação térmica da laje nas extremidades, reduzindo, inclusive, os momentos positivos incidentes. Logo, tal acréscimo do momento negativo na região da continuidade da laje é que produz a formação de fissuras no alinhamento do apoio intermediário.

Stadler (2012) destaca que tais fissuras não provocam perda de integridade da laje, mas a sua continuidade estrutural é comprometida. Para Li, Zhang e Jiang (2017), a exemplo da teoria apresetada por Anderberg (1973), estas fissuras no alinhamento das vigas intermediárias provém do momento negativo e se formam nos primeiros 30 min. Entretanto, Javaheriafif (2017), Guo (2012), Nadjai *et al.* (2011) e Usmani *et al.* (2001) argumentam que elas provém da dilatação térmica restringida. O raciocínio dos autores reside no fato de que neste instante não há uma distribuição de temperaturas que provoque tal degradação mecânica dos componentes da laje.

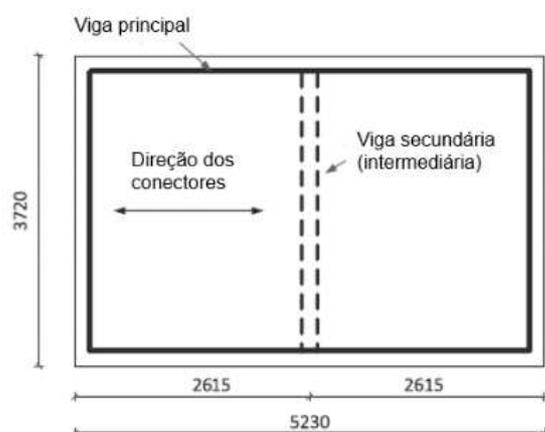
Todavia, a justificativa mais plausível é um efeito integrado entre todos os que se listaram (efeito da dilatação térmica restringida aliada a perda parcial de resistência mecânica e aumento dos esforços solicitantes de momento negativo). Para Mensinger *et al.* (2012) e Standler (2012), quando tais esforços de tração atuantes ultrapassam a capacidade do concreto desta região, fissuras são formadas na região de momento negativo máximo. Caso as armaduras negativas não sejam suficientes para resistir ao esforço produzido, as fissuras são formadas. O aquecimento das armaduras contribui e fragiliza a região, mas a mobilização do efeito de membrana faz com que o colapso da laje não ocorra. Há uma redistribuição de esforços, conforme deduzido por Stadler (2012) e Lim (2003), aliviando as tensões produzidas no meio do vão da laje.

b) A influência do uso de vigas intermediárias

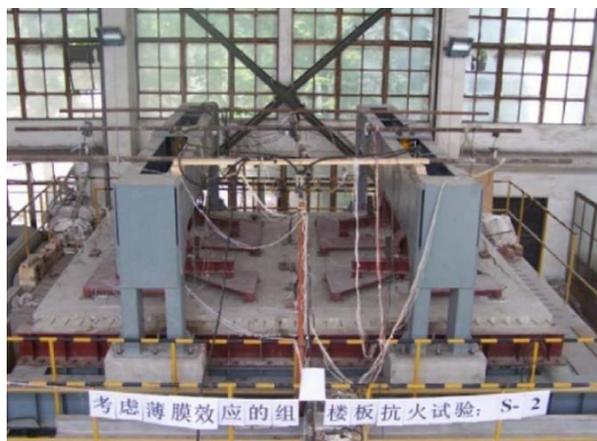
O estudo de Li, Zhang e Jiang (2017), mostrado na Figura 33, avaliaram o efeito da continuidade ao incêndio de lajes mistas. O estudo buscou analisar a influência na mobilização do comportamento de membrana do uso de vigas intermediárias.

Desenvolvido no Laboratório de Redução de Desastres na Engenharia Civil da Universidade de Tongji, China, foram analisados quatro protótipos com dimensões de 5,2 x 3,7 m (Figura 33a). Destes, dois foram avaliados com viga intermediária de aço e os demais sem (Figura 33b). No primeiro caso, a diferença se consistiu na espessura

de cobertura da tela metálica construtiva, de 21 e 30 mm, contados a partir da face superior da laje (Figura 33c e d, respectivamente).



(a) Configuração do protótipo de laje



(b) Configuração do ensaio experimental



(c) Configuração fissuras no caso das lajes com cobrimento das armaduras de 21 mm



(d) Configuração fissuras no caso das lajes com cobrimento das armaduras de 30 mm

Figura 33 – Estudo de lajes mistas estruturalmente contínuas ao incêndio

Fonte: Li, Zhang e Jiang (2017)

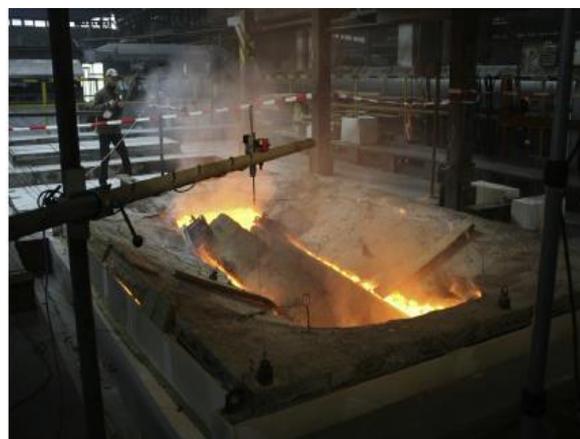
Mesmo com o uso de vigas intermediárias, a configuração das fissuras (formato elíptico, típica do comportamento de membrana) foi preservado. O uso de vigas metálicas intermediárias não comprometeu a mobilização de membrana, a exemplo do que foi notado no estudo de Bailey (2004). As lajes foram submetidas ao aquecimento da ISO 834 durante um intervalo de 75 a 100 min, não sendo identificado colapso, atribuído ao comportamento de membrana. Li, Zhang e Jiang (2017) relatam que o uso de vigas intermediárias reduziu as deflexões da laje. Porém, como as vigas perdem resistência mecânica na exposição às altas temperaturas, relatam os autores que a contribuição das mesmas à dedução do efeito de membrana é pequena.

Segundo Li, Zhang e Jiang (2017), é desnecessário considerar as vigas metálicas termicamente desprotegidas na justificativa deste mecanismo.

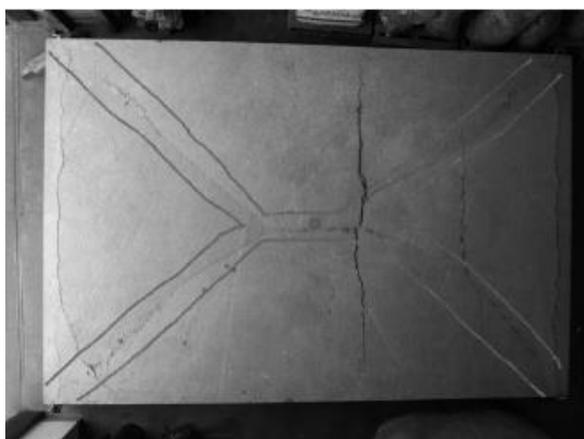
Já o estudo de Bednar *et al.* (2013), desenvolvido na Czech Technical University, República Tcheca, teve o propósito de avaliar o potencial do uso de concreto reforçado com fibras metálicas em lajes mistas contínuas. Na Figura 34a está a configuração do ensaio experimental em questão, enquanto na Figura 34b o colapso ocorrido na laje sem vigas intermediárias. Na Figura 34c e Figura 34d são mostradas as fissuras na superfície do concreto no ensaio em temperatura ambiente e altas temperaturas.



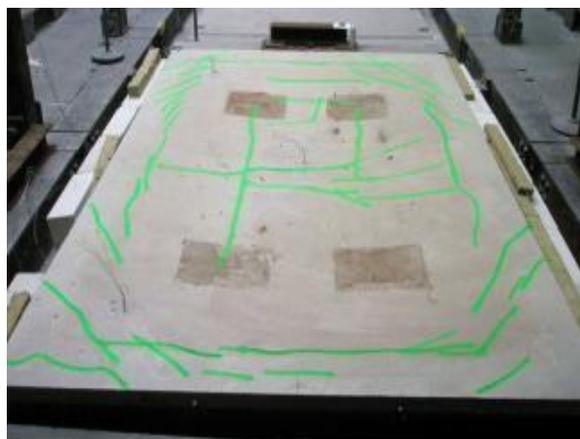
(a) Configuração do ensaio experimental



(b) Colapso da laje ao término do ensaio



(c) Fissuras ensaio a temperatura ambiente



(d) Fissuras ensaio em altas temperaturas

Figura 34 – Estudo de lajes mistas estruturalmente contínuas com fibras metálicas

Fonte: Bednár *et al.* (2013)

Os protótipos analisados por Bednar *et al.* (2013) possuem dimensões de 3000 x 4500 mm. Foram ensaiadas duas lajes: uma sem viga intermediária e outra com viga intermediária. O primeiro ensaio teve uma duração de 195 min, havendo o colapso. Já no segundo, com duração de 125 min, o colapso não ocorreu. Segundo os autores, o efeito de membrana foi responsável pelo colapso, submetendo os conectores (*stud*

bolts) da viga a esforços de cisalhamento longitudinal. A falha dos conectores fez com que a vinculação da laje fosse perdida. Já no caso da laje com viga intermediária, a magnitude destes referidos esforços foi menor, não havendo colapso. Portanto, notou-se notável melhora nestas últimas, devido a redistribuição de esforços que se obteve. Este estudo evidenciou o incremento dos esforços que são produzidos junto as vigas de periferia, e a melhora propiciada pela inserção de vigas intermediárias e, portanto, continuidade estrutural.

Segundo Bednár *et al.* (2013), as primeiras fissuras ocorreram nos cantos das lajes, a exemplo do que já foi destacado por Stadler (2012). Os autores relatam que as fissuras estão atreladas aos momentos negativos desenvolvidos no aquecimento, justificado pela vinculação da laje às vigas periféricas. Estes esforços produziram uma instabilidade lateral a estas vigas, incrementando ainda mais as deflexões da laje ao incêndio, induzindo-a ao colapso. Bednár *et al.* (2013) mostraram a importância dos conectores de cisalhamento na vinculação da laje e adoção de vigas intermediárias na redução dos esforços totais atuantes.

A análise da vinculação das lajes mistas às vigas periféricas na mobilização do efeito de membrana foi avaliado numericamente por Gernay e Khorasani (2020). Além do critério referido, também foi discutida a influência da proteção térmica de vigas intermediárias na capacidade de mobilização do mecanismo. Os resultados do estudo estão na Figura 35. No comparativo entre a Figura 35a e Figura 35b é notório que o aquecimento da laje mista aumenta sua deflexão. A retirada da proteção térmica das vigas intermediárias incrementa tal magnitude, fato que potencializa a mobilização de membrana, segundo Gernay e Khorasani (2020). A Figura 35c mostra a característica clássica da formação do mecanismo: tração somente na região central da laje, com geometria tipicamente elíptica, condição que não aconteceu no caso da laje sem vinculação às vigas periféricas, conforme Figura 35d.

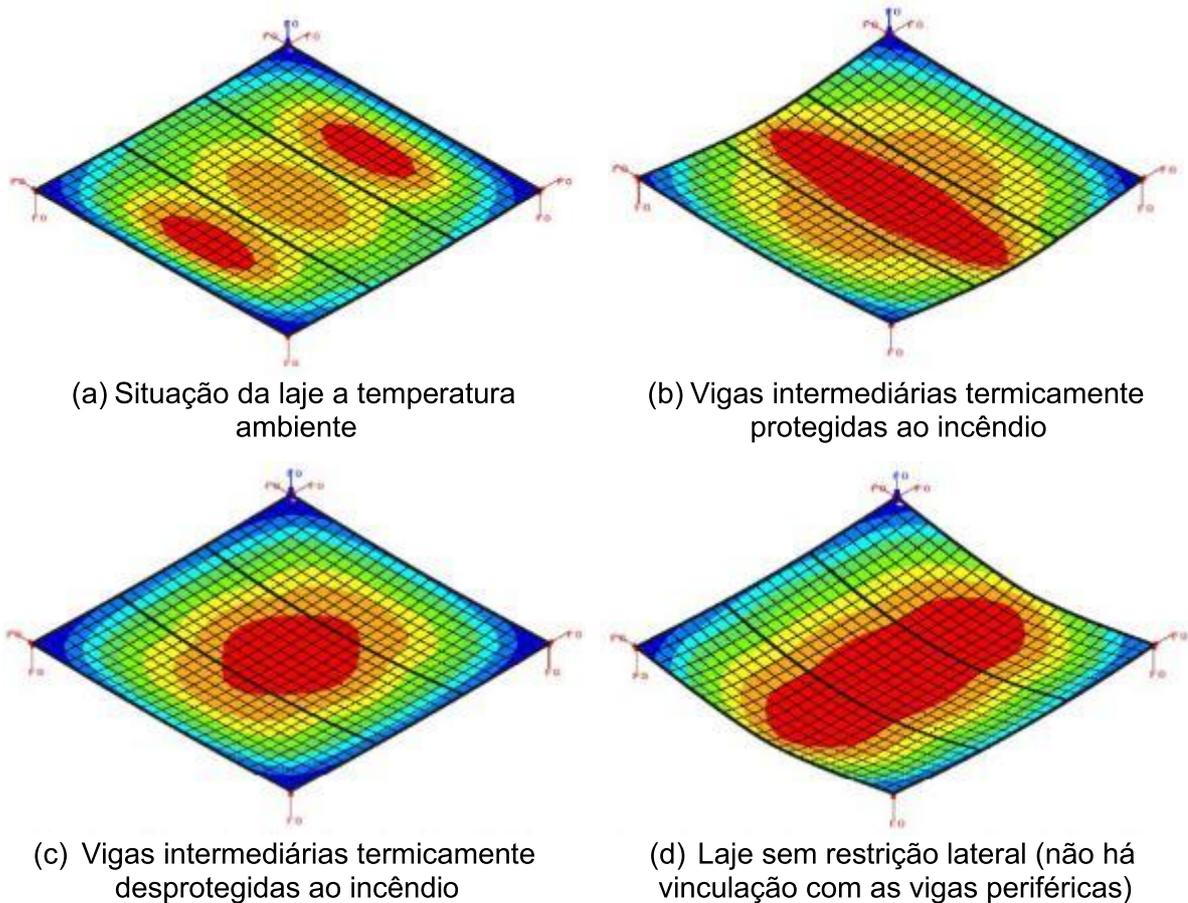


Figura 35 – Efeito da proteção térmica das vigas e vinculação das lajes
Fonte: adaptado de Gernay e Khorasani (2020)

Na Figura 36 mostram-se a magnitude destes esforços, bem como o intervalo de tempo no qual ele é mobilizado. A figura correlaciona o momento fletor atuante na região central da laje com o tempo de sua exposição às altas temperaturas. A direção N_x e N_y se refere a direção perpendicular e paralela a às vigas intermediárias,.

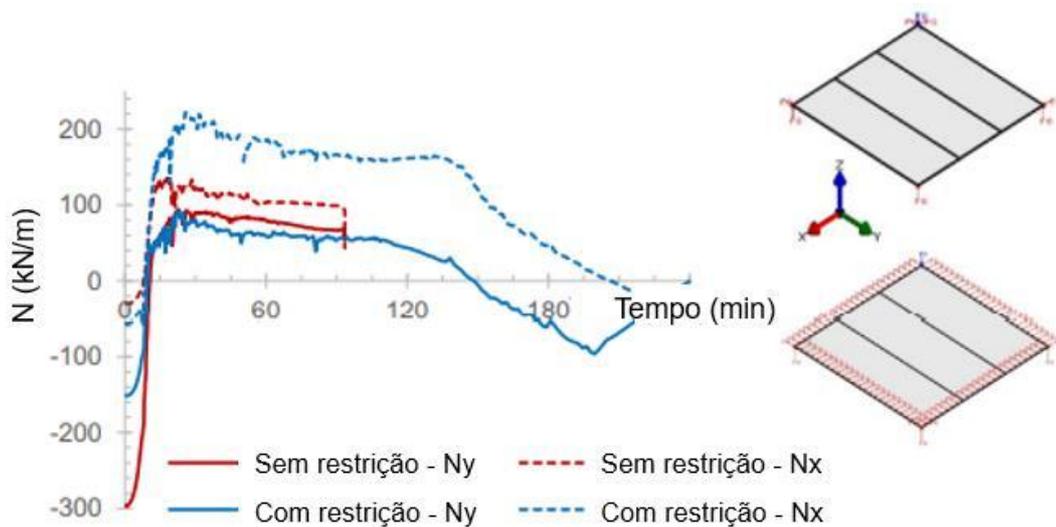


Figura 36 – Momento fletor provocado pelo efeito de membrana no centro da laje
Fonte: adaptado de Gernay e Khorasani (2020)

Nota-se que as ações oriundas do *thermal bowing* incidem mesmo nas lajes sem vinculação nas extremidades, mas o mecanismo de membrana somente se forma e evolui se tal vinculação ocorrer, conforme a Figura 36 mostrou. Nesta figura, Gernay e Khorasani (2020) demonstram a incidência de esforços desde o princípio da análise e exposição da laje às temperaturas. Entretanto, na laje sem vinculação, o momento cessa bruscamente, indicando o seu colapso por volta de 90 min. O equivalente não ocorre na laje em que as vinculações existem, havendo ocorrência de momento fletor atuante durante mais tempo, até por volta de 200 min.

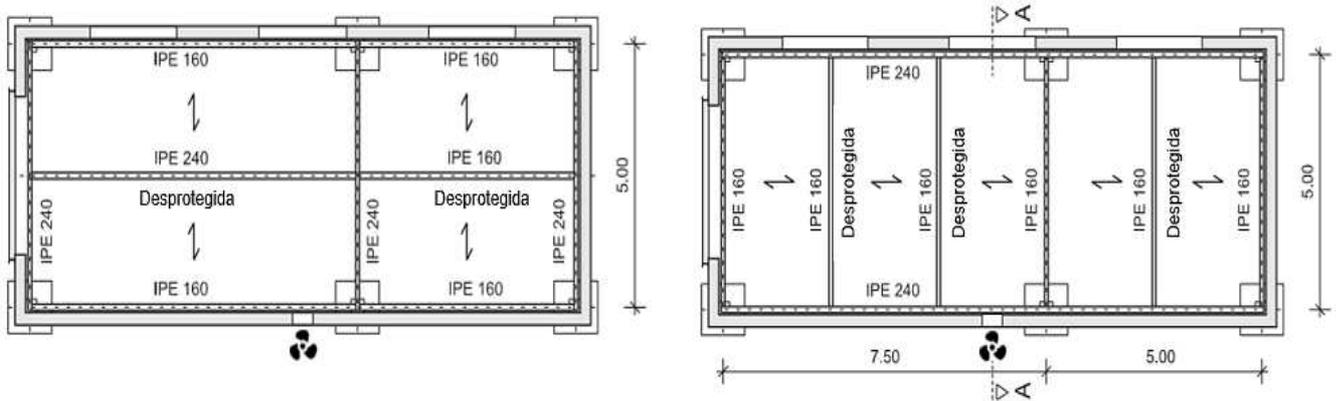
c) A influência da disposição das vigas intermediárias

Já a disposição das vigas secundárias no pavimento e o arranjo dos panos de laje mista foi avaliado por Mensinger *et al.* (2011). O objetivo desta investigação foi levantar subsídios para propor um método de projeto de lajes mistas contemplando o mecanismo de membrana. A publicação é fruto de um projeto de pesquisa integrado, chamado de *Nutzung der Membranwirkung von Verbunträger-Decken-Systemen in Brandfall* (Utilização do Efeito de Membrana para o Projeto de Lajes e Vigas Mistas em Situação de Incêndio), desenvolvido entre a *Technische Universität München* e *Leibniz Universität Hannover*, ambas na Alemanha. Esse grupo de estudo teve como objetivo incorporar o efeito de membrana nas recomendações alemãs de projeto.

Os resultados de Mensinger *et al.* (2011) foram escritos unicamente em língua alemã. Resultados parciais do estudo escritos em língua inglesa encontram-se na tese de doutoramento de Stadler (2012), que participou deste projeto.

Mensingher *et al.* (2011) tomaram como referência análises experimentais em 2 protótipos de lajes ensaiados em Munique, com extrapolações computacionais feitas em Hannover. As características do programa experimental estão na Figura 37. Em ambos os protótipos foram incorporadas armaduras construtivas, (malhas metálicas de área $1,88\text{cm}^2/\text{m}$ em cada direção). No protótipo 1 (Figura 37a) foram empregadas armaduras positivas de diâmetro 8 mm, que totalizam uma área de $2,5\text{ cm}^2/\text{m}$. Já no protótipo 2 (Figura 37b) não foram usadas armaduras positivas. A carga de incêndio admitida da pesquisa está mostrado na Figura 37c, a vista geral do ensaio na Figura 37d e o aspecto geral da superfície inferior da laje, ao término do ensaio, na Figura 37e. Na Figura 37f é mostrada uma fissura desenvolvida na superfície da laje mista, no alinhamento da viga intermediária termicamente protegida, formada aos 19 min de

ensaio. O carregamento das lajes fora feito por sacos de areia, que totalizaram 1,5 kN/m².



(a) Configuração do primeiro protótipo de laje

(b) Configuração do segundo protótipo de laje



(c) Carga de incêndio para a simulação



(d) Configuração do ensaio experimental



(e) Característica da laje pós-incêndio



(f) Fissuras na região do apoio intermediário

Figura 37 – As vigas intermediárias em lajes mistas contínuas ao incêndio

Fonte: adaptado de Mensinger *et al.* (2011) e Stadler (2012)

Como resultados do estudo de Mensinger *et al.* (2011), um conjunto de tabelas práticas e recomendações de projeto para lajes mistas ao incêndio foram propostas. As primeiras fissuras foram identificadas no alinhamento das vigas intermediárias, tal como percebido nos estudos de Li, Zhang e Jiang (2017) e Newman, Robinson e Baley

(2006). Os autores concluíram acerca do aumento do desempenho das lajes mistas atribuído ao efeito de membrana, mas não conseguiram justificar as fissuras formadas na superfície do concreto (Figura 37f). Apesar de não comprometer a estabilidade das lajes, estas fissuras comprometeram o seu isolamento térmico e estanqueidade. Além do mais, Mensinger *et al.* (2011) explicam as fissuras produziram rótulas nesta região, fazendo com que os esforços no meio do vão aumentassem em razão da alteração da estaticidade da laje. Em suma, a laje perdeu continuidade.

Já o segundo protótipo mostrou os melhores resultados, justificados pelo menor vão da laje e, portanto, distância entre vigas secundárias. Estes resultados confirmam os de Proe (2016) e de Bednar *et al.* (2013). Proe (2016) fez um estudo experimental em protótipo único, com 4 panos de laje de dimensões 8 x 10 m, totalizando 16 x 20 m. As lajes foram carregadas com galões de água e expostas a uma curva de incêndio real (Figura 38a) por um tempo muito curto, da ordem de 18 min, o que comprometeu as conclusões. A principal conclusão destacada pelo autor foi a formação de fissuras no alinhamento das vigas protegidas termicamente, que separavam os panos de laje mista (Figura 38b). Não houve colapso e o autor justificou este resultado pelo reduzido vão das lajes, da ordem de 2 m, espaçamento admitido entre as vigas intermediárias que não possuíam nenhuma proteção térmica.



(a) Configuração do ensaio experimental (b) Fissura alinhamento viga intermediária
Figura 38 – Estudo de panos de lajes mistas expostas a incêndio real
Fonte: Proe (2016)

Logo, a disposição das vigas intermediárias produz influência nas dimensões do vão da laje, conforme já dito por Bednar *et al.* (2013). O fato pode propiciar alguma melhora no desempenho das lajes mistas, sobretudo nos primeiros minutos, onde a temperatura das vigas de aço desprotegidas é pequena. Para tempos maiores, já se

sabe que estas vigas pouco contribuem, como já foi dito por Li, Zhang e Jiang (2017) e Nadjaj *et al.* (2011). A influência das características destas vigas secundárias nos resultados é debatido a seguir.

d) A influência das características das vigas intermediárias

O estudo de Nadjaj *et al.* (2011) teve como propósito examinar sistemas mistos de pisos de edifícios constituídos por vigas casteladas incorporadas a lajes mistas. O estudo se concentrou em um protótipo de dimensões 9600x15600 mm, ensaiado sob uma curva real de temperaturas. As vigas secundárias (casteladas) foram dispostas a cada 5000 mm e não foram protegidas termicamente. Apenas os pilares e as vigas de periferia foram protegidos. A laje mista foi conectada às vigas por meio de conectores de cisalhamento com diâmetro de 19 mm e altura 95 mm. A espessura total da laje foi de 120 mm, a altura e espessura da chapa foram de 51 mm e 1 mm, respectivamente. O carregamento total aplicado na superfície da laje foi de 3,2 kN/m². As características do ensaio estão mostradas na Figura 39.



(a) Configuração do ensaio: vista interna



(b) Ensaio em desenvolvimento



(c) Vista superior da laje antes da concretagem



(d) Configuração vigas casteladas pós-incêndio

Figura 39 – Características do estudo experimental de Nadjaj *et al.*

Fonte: Nadjaj et al. (2011)

Nadjaj *et al.* (2011) separaram as deformações desenvolvidas na laje em duas: aquelas provenientes do efeito *thermal bowing* e as produzidas por efeitos mecânicos. De acordo com os autores, a primeira provém do aquecimento não uniforme da seção da laje e viga nos instantes iniciais, enquanto a segunda da degradação mecânica dos materiais constitutivos (aço e concreto). Para baixas temperaturas distribuídas na laje, até 400°C, Nadjaj *et al.* (2011) exaltam que as deformações provém apenas do *thermal bowing*. O estudo mostrou que a chapa se despreendeu da seção de concreto.

As deflexões verticais da laje induziram instabilidades locais na mesa superior do perfil da viga metálica castelada. O modo de falha destas vigas foi por flambagem distorcional, conforme explica Nadjaj *et al.* (2011) pela Figura 39d. Esta falha mostrou-se diferente da observada a temperatura ambiente, que ocorreu por instabilidade local da alma. Mesmo após a flambagem distorcional da viga, a mesa superior dela contribui com a capacidade resistente da laje. Todavia, tais vigas não alteram a mobilização do mecanismo de membrana. A investigação de Nadjaj *et al.* (2011) apresentou resultados interessantes, sobretudo por separar e interpretar os efeitos causados pelo *thermal bowing* e produzidos pela redução das propriedades mecânicas dos materiais da laje. Porém, tais conclusões poderiam ser mais exitosas se houvesse o comparativo destes resultados com o caso de vigas metálicas convencionais.

Por causa do mecanismo de membrana, Nadjaj *et al.* (2011) enaltecem que não se faz necessária a proteção térmica das vigas secundárias. As demais conclusões dos autores se concentraram na viga castelada de aço empregada na composição do pavimento analisado e não possuem correlação com a laje empregada no estudo.

Nesse âmbito, o estudo de Wald *et al.* (2010) desenvolveu tal comparativo. Os autores adotaram um sistema composto por lajes mistas, formada por diferentes tipos de vigas metálicas, tais como casteladas, alveolares e de alma senoidal. O estudo foi desenvolvido na República Tcheca, por pesquisadores da *Czech Technical University*, da *University of Sheffield* e da *Slovak Technical University*. As características gerais do estudo estão mostradas na Figura 40.

A chapa perfilada das lajes possuía seção trapezoidal com altura de 60 mm e a espessura total da laje foi de 120 mm. O concreto empregado possuía resistência à compressão de 30 MPa. Na laje, foi incorporada malha metálica de diâmetro de 5 mm e lado quadrado de 100 mm, com cobrimento de 20 mm frente à superfície superior da laje. O carregamento foi aplicado por meio de sacos de areia, totalizando 2,6 kN/m².

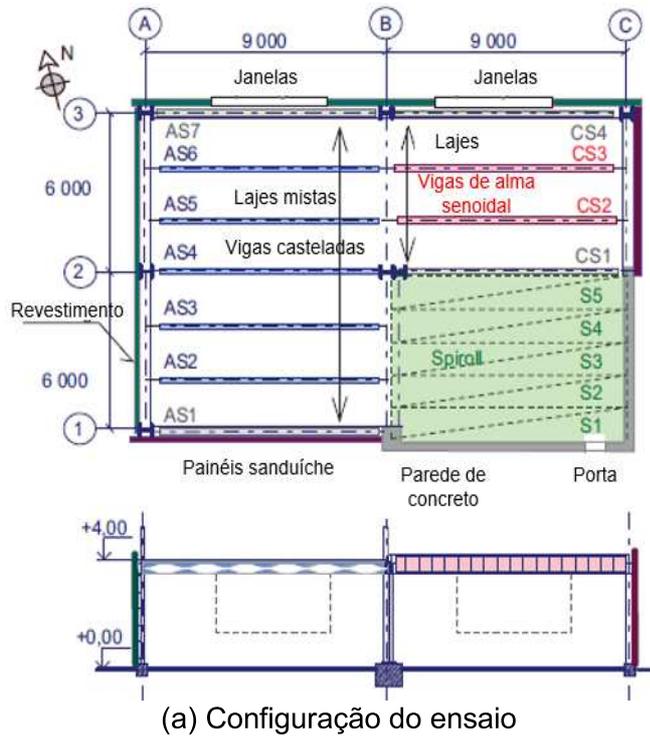


Figura 40 – Lajes mistas com diferentes configurações de vigas ao incêndio
Fonte: Wald *et al.* (2010)

Wald *et al.* (2010) citam que a degradação das lajes teve início nos cantos, nas proximidades dos pilares, reforçando a teoria de Stadler (2012), que comenta haver o

direcionamento dos carregamentos para os cantos das lajes, junto aos pilares. A laje colapsou aos 62 min. O fato do estudo ter se concentrado em um único protótipo fez com que certas variáveis não fossem isoladas, remetendo à respostas que precisam ser analisadas com cautela. O colapso da laje é um exemplo. O efeito de membrana foi mobilizado enquanto os elementos de apoio da laje ainda possuíam competência. A ruína parece ter sido desencadeada na interface com o painel de laje termicamente protegido (Figura 40d). Apesar de não ser relatado por Wald *et al.* (2010), uma fissura pode ter se desenvolvido nesse alinhamento, formando uma rótula no contorno da laje. Os resultados evidenciam que a continuidade no pavimento, garantido através de armaduras negativas dispostas no alinhamento das vigas, que poderiam melhorar o seu desempenho sob esta condição de exposição.

Apesar de realizado um teste único com diferentes configurações de vigas de aço, os autores não fazem um comparativo da influência das mesmas na deflexão ou comportamento da laje mista ao incêndio. Eles simplesmente relatam a evolução das temperaturas nas vigas, sem uma análise crítica pormenorizada dos resultados.

3 INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

3.1 Introdução

Um total de 17 protótipos de lajes mistas foram avaliados em laboratório para a calibração paramétrica dos modelos numéricos. Destes, 9 possuíam dimensões de 960x4600 mm, analisados a temperatura ambiente pelo ensaio de flexão por cinco pontos, de onde se extraíram os parâmetros mecânicos do modelo. Os demais foram avaliados em altas temperaturas sob a ISO 834, com dimensões de 3000x4600 mm, de onde se extraíram os parâmetros térmicos e termomecânicos. A seção transversal das lajes usadas experimentalmente está mostrada na Figura 41.

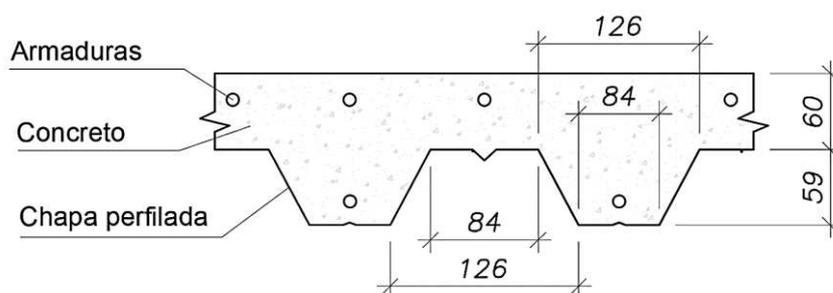


Figura 41 – Características da seção das lajes experimentais (valores em mm)

A espessura da camada de cobertura das armaduras foi de 15 mm, conforme classe de agressividade ambiental II da NBR 6118 (ABNT, 2014), típica de ambientes urbanos. Ela está justificada na alínea *b* da Tabela 7.2 e alínea *a* da Tabela 6.1 desta norma. No perspectiva europeia, a espessura se justifica na classe XC3, de umidade moderada, típica de interior de edifícios, conforme a EN 1992-1.1 (EN, 2004).

3.2 Materiais

A seguir estão mostrados os materiais usados na parte experimental.

a) Cimento

O cimento adotado foi o de alta resistência inicial, desejável para promover o içamento das lajes em pequenas idades. Trata-se de um cimento Portland classificado como CP-V pela NBR 16697 (ABNT, 2018).

b) Agregados

Foram utilizados dois tipos de agregados miúdos e dois de agregados graúdos. A descrição deles é feita na sequência. A composição granulométrica dos agregados

foi realizada conforme a NBR NM 248 (ABNT, 2003) e EN 933-1 (EN, 2012), a massa específica conforme a NBR NM 53 (ABNT, 2009) e unitária pela NBR NM 45 (ABNT, 2006), ambas constantes a EN 1097-6 (EN, 2020).

Dois tipos de agregado graúdo foram utilizados: um com dimensão máxima de 9,5 mm e outro de 19 mm. A rocha constituinte foi dacito, sendo a base de plagiocase e quartzo. A caracterização granulométrica foi feita pela NBR NM 248 (ABNT, 2003) e EN 933-1 (EN, 2012) no Laboratório de Materiais de Construção (LMC) da Unisinos. A composição granulométrica é mostrada na Tabela 3.

Tabela 3 – Composição granulométrica dos agregados graúdos

Abertura da Peneira (mm)	Agregado graúdo 1		Agregado graúdo 2	
	Massa retida (%)	Massa acumulada (%)	Massa retida (%)	Massa acumulada (%)
19	0,0	0,0	0,6	0,6
12,5	0,0	0,0	62,1	62,7
9,5	0,0	0,0	28,4	91,1
6,3	39,2	39,2	8,7	99,8
4,8	44,9	84,2	0,0	99,8
Fundo (<0,15)	15,8	100,0	0,2	100,0

A composição granulométrica do agregado miúdo está mostrada na Tabela 4. Os agregados possuem dimensão máxima de 4,8mm. Foram empregados uma areia de origem natural e outra artificial (industrializada). A areia natural é de origem quartzosa, já a industrial proveio da britagem de dacito.

Tabela 4 – Composição granulométrica dos agregados miúdos

Abertura da Peneira (mm)	Pó de Brita		Areia	
	Massa retida (%)	Massa acumulada (%)	Massa retida (%)	Massa acumulada (%)
4,8	1,9	1,9	0,8	0,8
2,4	32,2	34,1	3,9	4,7
1,2	41,4	75,5	7,4	12,1
0,6	12,8	88,3	17,8	29,9
0,3	7,4	95,7	46,2	76,1
0,15	3,7	99,4	21,7	97,7
Fundo (<0,15)	0,6	100,0	2,3	100,0

c) Barras de aço

Foram do tipo nervuradas aço CA-50 e da classe C, conforme NBR 7480 e EN 1992-1, respectivamente, com tensão de escoamento $f_y=500$ MPa. Foram adotadas armaduras com 6,3 e 10 mm de diâmetro (barras positivas e negativas). Além destas, foi utilizada uma malha anti-fissuração, construtiva, com designação comercial Q92 e área da seção transversal de $92 \text{ mm}^2/\text{m}$. Trata-se de uma tela soldada composta por fios de 4,2 mm de diâmetro e lados de $15 \times 15 \text{ cm}$, formada por aço CA-60 nervurado, aplicada na superfície superior das lajes. A espessura de cobertura foi de 15 mm.

d) Chapa perfilada (deck metálico)

Foi empregada uma chapa perfilada metálica com espessura de 0,80mm, altura de 59,0 mm, área de seção transversal $1137,64 \text{ mm}^2/\text{m}$, largura útil de 915 mm, massa de $9,14 \text{ kg/m}^2$ e $f_y=280$ MPa (ASTM A653 Gr. 50), vendida no Brasil pela ArcelorMittal (Polydeck 59S). A Figura 42 mostra sua geometria e disposição de mossas.

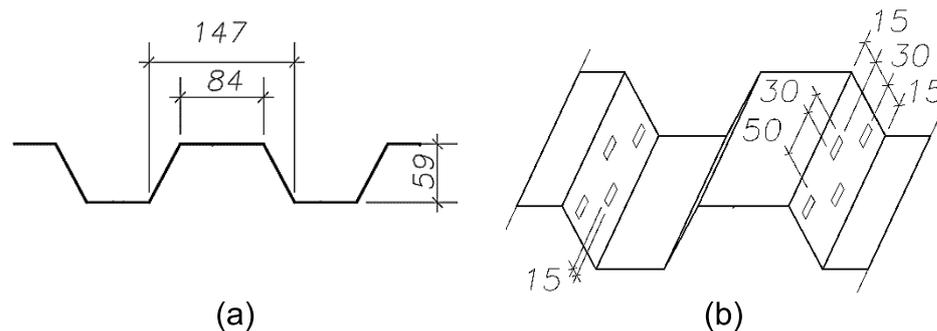
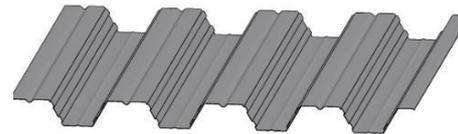


Figura 42 – Detalhe: (a) seção da chapa e (b) distribuição das mossas

A Tabela 5 resume as suas propriedades geométricas.

Tabela 5 – Resumo propriedades da chapa perfilada

Marca comercial	Peso (kg/m^2)	A_{nom} (mm^2/m)	t (mm)	h (mm)	y_G (mm)	I_P (cm^4/m)
Polydeck 59S	9,14	1.137,64	0,80	59,00	29,90	55,15
t	- Espessura					
A_{nom}	- Área nominal					
A_{pe}	- Área útil					
h	- Altura					
y_G	- Distância do centro de gravidade à base					
I_P	- Momento de inércia					



A Tabela 6 mostra os resultados da variação das resistências da chapa com as temperaturas. Estes resultados foram obtidos por análises de laboratório mostradas no Anexo A. Os resultados obtidos para a chapa usada neste estudo convergem com o trabalho de Craveiro *et al.* (2016), que avaliou um material semelhante ao adotado.

Também foi feito o comparativo com os valores recomendados pela EN 1993-1.2 (EN, 2010) e NBR 14323 (ABNT, 2013) para aço-carbono.

Tabela 6 – Caracterização mecânica da chapa para altas temperaturas

Temperatura (°C)	$f_{yk,\theta}/f_{yk}$ (medido)	$f_{yk,\theta}/f_{yk}$ *	$f_{yk,\theta}/f_{yk}$ **
20	1,00	1,00	1,00
100	0,94	0,98	1,00
200	0,86	0,90	1,00
300	0,71	0,70	1,00
400	0,60	0,54	1,00
500	0,43	0,40	0,63
600	0,32	0,26	0,47
700	-	0,15	0,23
800	-	0,03	0,11
900	-	-	0,06
1000	-	-	0,04
1100	-	-	0,02
1200	-	-	0,00

* Segundo Craveiro *et al.* (2016)

** Segundo EN 1993-1.2 (EN, 2010) e NBR 14323 (ABNT, 2013).

e) Concreto

O traço unitário do concreto está mostrado na Tabela 7. Ele foi adotado tanto nas lajes ensaiadas a temperatura ambiente quanto altas temperaturas. Uma análise quanto a trabalhabilidade deste concreto no estado fresco é mostrada no Anexo A.

Tabela 7 – Traço adotado no estudo

Material	Traço quantitativo (kg/m ³)	Traço unitário
Cimento	440	1,00
Brita 9,5 mm	400	0,91
Brita 19 mm	320	0,73
Areia industrializada	320	0,73
Areia natural	960	2,18
Água	200 ± 20	0,45 ± 0,05

Os ensaios de resistência à compressão dos testemunhos foram realizados aos 28 dias e no respectivo dia do ensaio de cada laje. Os ensaios foram feitos segundo a ASTM C39 (2020). Para cada mistura de concreto adotada na construção das lajes investigadas a temperatura ambiente foram preparados 6 corpos de prova, sendo 3

para análise aos 28 dias e 3 no dia do ensaio, totalizando 56 corpos de prova. Nos protótipos avaliados em altas temperaturas, o mesmo critério foi adotado.

Na Tabela 8 e Tabela 9 estão mostrados os resultados obtidos aos 28 dias e ao dia do ensaio das misturas de concreto adotadas na construção das lajes avaliadas a temperatura ambiente e altas temperaturas, respectivamente. Os ensaios das lajes mistas analisados a temperatura ambiente e altas temperaturas foram feitos após 5 e 18 meses de sua construção, respectivamente. O procedimento adotado nesta análise está mostrada no Anexo A.

Tabela 8 – Concreto das lajes avaliadas a temperatura ambiente

Mistura número	$f_{c_{28}}$ (MPa)	$f_{cm_{28}}$ (MPa)	$f_{c_{ensaio}}$ (MPa)	$f_{cm_{ensaio}}$ (MPa)
1	40,2	39,6	41,6	42,4
2	35,1		37,2	
3	37,8		39,7	
4	38,0		42,3	
5	41,2		42,8	
6	43,5		45,7	
7	41,2		42,8	
8	38,0		42,3	
9	41,9		47,7	

Tabela 9 – Concreto das lajes avaliadas em altas temperaturas

Mistura número	$f_{c_{28}}$ (MPa)	$f_{cm_{28}}$ (MPa)	$f_{c_{ensaio}}$ (MPa)	$f_{cm_{ensaio}}$ (MPa)
1	41,3	40,0	54,1	56,0
2	33,3		54,8	
3	41,0		55,0	
4	39,3		56,3	
5	41,3		54,7	
6	42,2		56,9	
7	39,2		55,1	
8	41,3		59,0	

Os demais testemunhos foram empregados na análise da resistência mecânica em altas temperaturas. Os resultados para diferentes faixas de temperatura estão na Tabela 10. Neste procedimento, adotou-se a ASTM C39 (2020), conforme mostrado no Anexo A.

Tabela 10 – Resultados caracterização mecânica do concreto nas temperaturas

Temperatura (°C)	$f_{c,\theta}/f_{ck}$ (medido)*	$f_{c,\theta}/f_{ck}$ (silicosos)**	$f_{c,\theta}/f_{ck}$ (carbonáticos)**
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	0,95	0,97
300	0,95	0,85	0,91
400	0,85	0,75	0,85
500	0,65	0,60	0,74
600	0,31	0,45	0,60
700	0,28	0,30	0,43
800	0,21	0,15	0,27
900	0,10	0,08	0,15
1000	-	0,04	0,06
1100	-	0,01	0,02
1200	-	0,00	0,00

* Extraídos do concreto empregado na construção dos protótipos desse estudo

**Dados pela EN 1992-1.2 (EN, 2010) e NBR 15200 (ABNT, 2012).

3.3 Modelos experimentais

Neste item são apresentados e descritos os protótipos de lajes mistas usados experimentalmente. Os protótipos avaliados a temperatura ambiente foram chamadas de LA (Laje Ambiente) e em altas temperaturas de LF (Laje Fogo). O projeto estrutural dos protótipos está mostrado no Anexo B. As peças auxiliares PA (Peças Ambiente) e quadro auxiliar QF (Quadro Fogo) utilizados para a realização dos ensaios das lajes LA e LF estão detalhados no Anexo C.

3.3.1 Temperatura ambiente

a) Projeto e fabricação dos protótipos de lajes LA

O detalhe geral do projeto e detalhamento estrutural dos protótipos de LA está mostrado na Figura 43, que se refere as LA8 e LA9. O detalhamento das demais está no Anexo B. As armaduras negativas foram instaladas na região da viga intermediária e as positivas na reentrância da chapa. As vigotas de içamento (ver detalhe construtivo 1 na Figura 43) serviram para não produzir esforços na laje durante a movimentação. A Figura 44 mostra a construção das lajes.

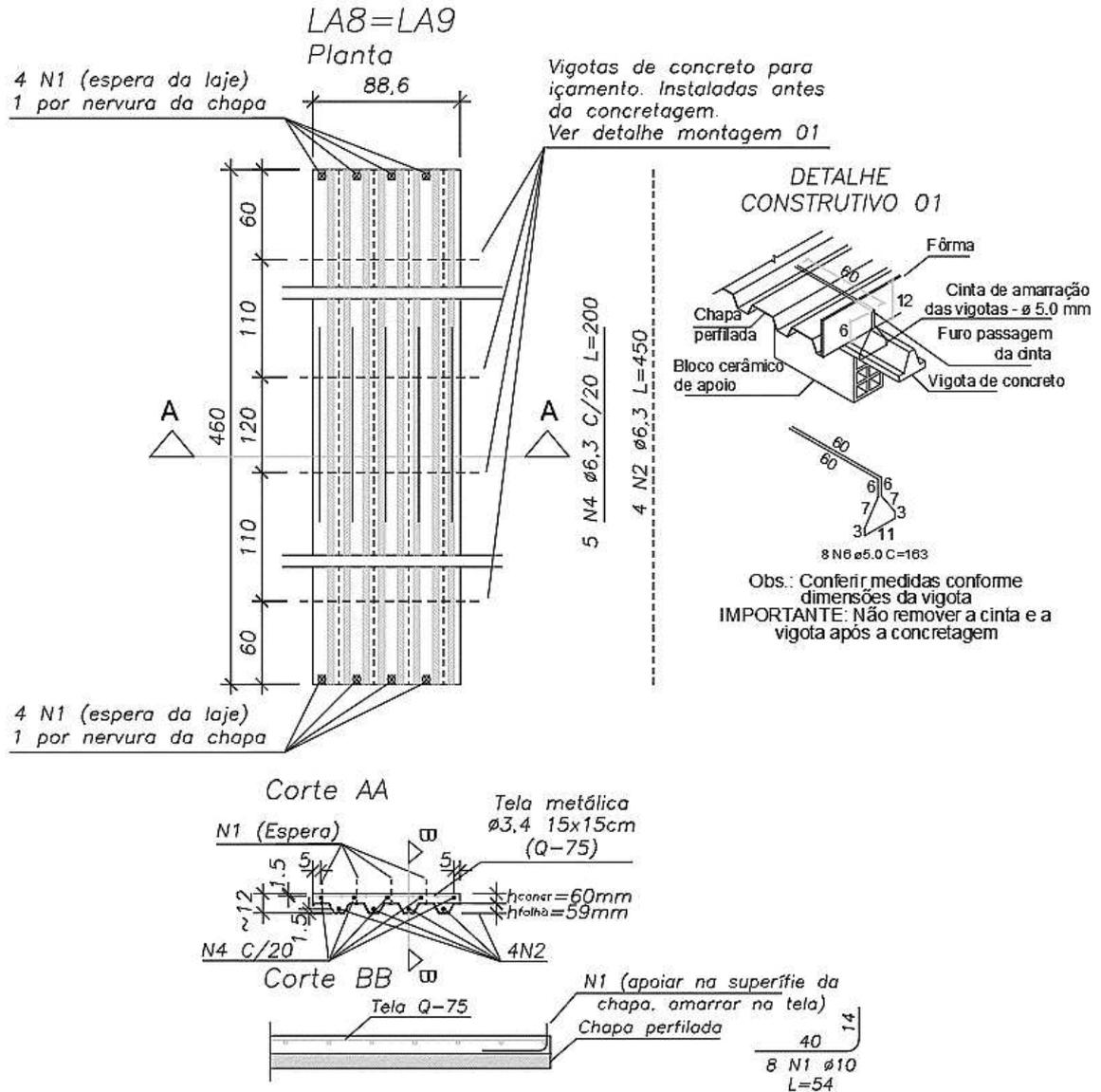


Figura 43 – Detalhamento estrutural das lajes LA8 e LA9



Figura 44 – Vista geral da execução do projeto das LA

A Figura 45 mostra a concretagem das lajes. Todas as lajes foram construídas no mesmo dia para evitar a influência de fatores externos, tais como aqueles relativos ao clima (temperatura e umidade relativa do ar). Em todas as LA adotou-se uma malha metálica construtiva, anti-retração, com diâmetro 4,2mm e lados de 15x15cm.



Figura 45 – Vista do (a) lançamento e (b) vibração do concreto das LA

3.3.2 Altas temperaturas

a) Projeto e fabricação dos protótipos de laje LF

O projeto e detalhamento estrutural das LF é mostrado na Figura 46, referente a LF6 a LF8. O detalhamento das demais lajes LF é mostrado no Anexo B. A exemplo das lajes LA, as armaduras negativas foram instaladas na região da viga intermediária, e as armaduras positivas na reentrância da chapa perfilada adjacente à mesa inferior. As lajes foram construídas sobre vigotas de concreto, adotadas para evitar a formação de fissuras e esforços não previstos durante a movimentação e transporte das lajes (ver detalhe construtivo 1 da Figura 46). A Figura 47 mostra a execução e as estratégias de construção destas lajes, sendo: (i) blocos de alvenaria auxiliares à montagem, (ii) vigotas de concreto para içamento, (iii) formas de madeira, (iv) travamento lateral das formas, (v) tela metálica construtiva e (vi) dispositivos cabeados (extensômetros de lâmina). O detalhe das lajes sendo construídas está mostrado na Figura 48. Todas as lajes foram construídas no mesmo dia. Em todas as LF adotou-se uma malha metálica construtiva, anti-retração, com diâmetro 4,2mm e lados de 15x15cm.

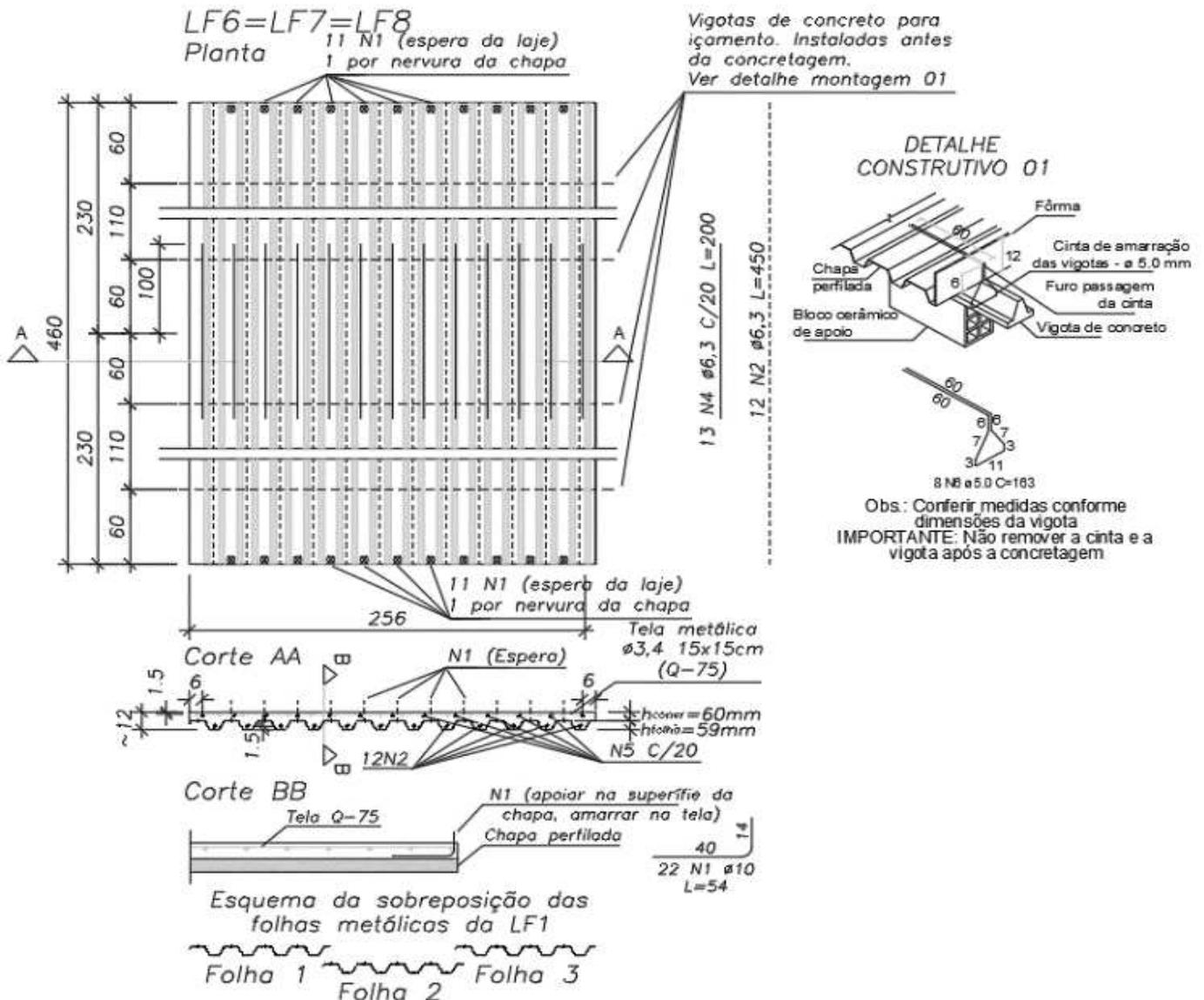


Figura 46 – Detalhamento estrutural da LF6, LF7 e LF8

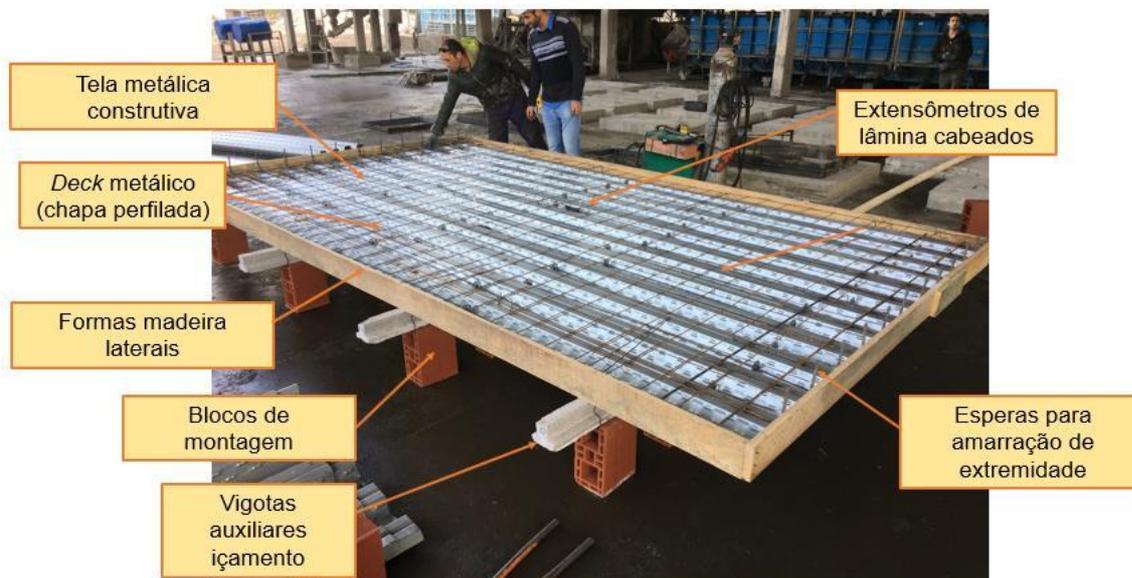
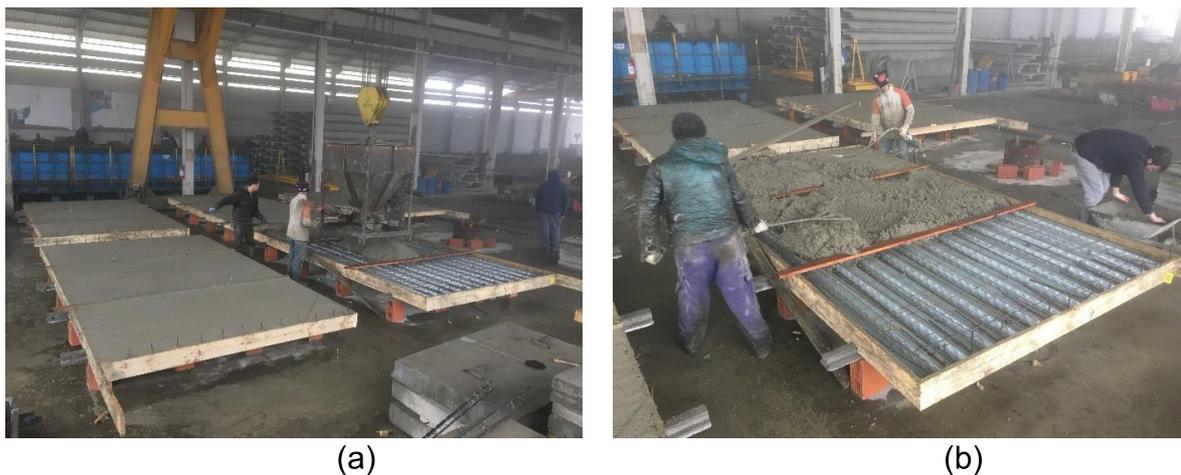


Figura 47 – Vista geral da execução do projeto das LF



(a)
 (b)
 Figura 48 – (a) vista geral e (b) pormenor da concretagem das lajes

3.3.3 Considerações parciais

Os protótipos de lajes mistas adotados buscaram reproduzir os procedimentos e dimensões admitidos nas construções convencionais. Estas lajes foram construídas em grande escala, numa indústria de estruturas pré-fabricadas para o maior controle de produção, a seleção dos materiais adotados e a menor variabilidade construtiva. O critério almejou a uniformidade dos protótipos de lajes, elementar para a credibilidade dos resultados. A adoção de vigotas auxiliares de içamento foi adotada para evitar a formação de fissuras no concreto. Do contrário, a movimentação destas lajes poderia deflegrar esforços não previstos, produzindo tensões precoces, o que comprometeria a leitura dos resultados, continuidade estrutural, além das instrumentações instaladas preliminarmente a concretagem. Essa precaução inclusive justificou alguns cuidados específicos quanto a cura das lajes, evitando exposição direta ao ambiente para evitar, por exemplo, fissuras de retração.

3.4 Configuração dos ensaios

Neste item é apresentada a configuração dos ensaios experimentais admitidos aos protótipos de lajes LA e LF analisados, respectivamente, a temperatura ambiente e altas temperaturas.

3.4.1 Temperatura ambiente

O esquema da análise experimental das lajes LA está mostrado na Figura 49 e Figura 50.

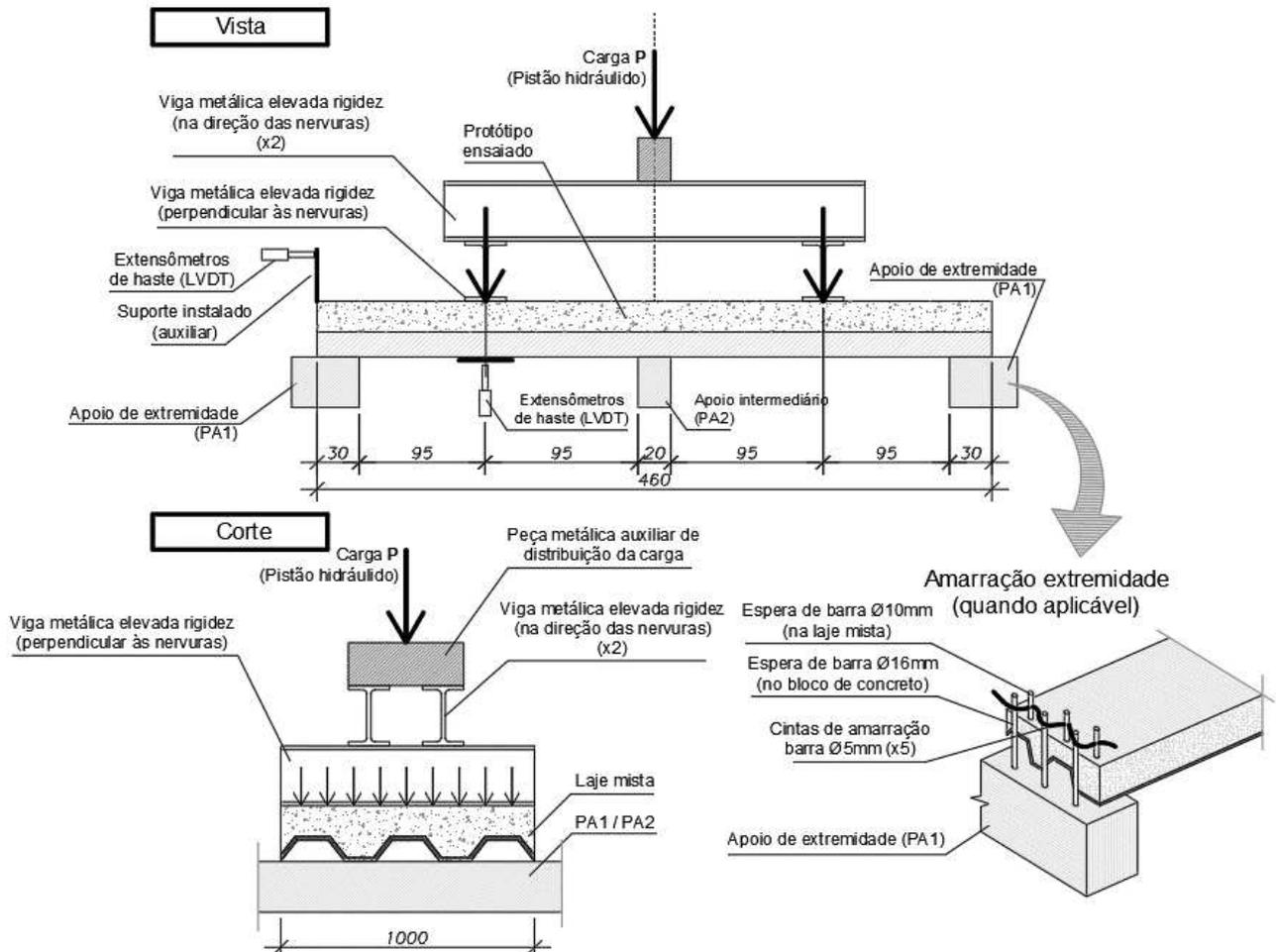
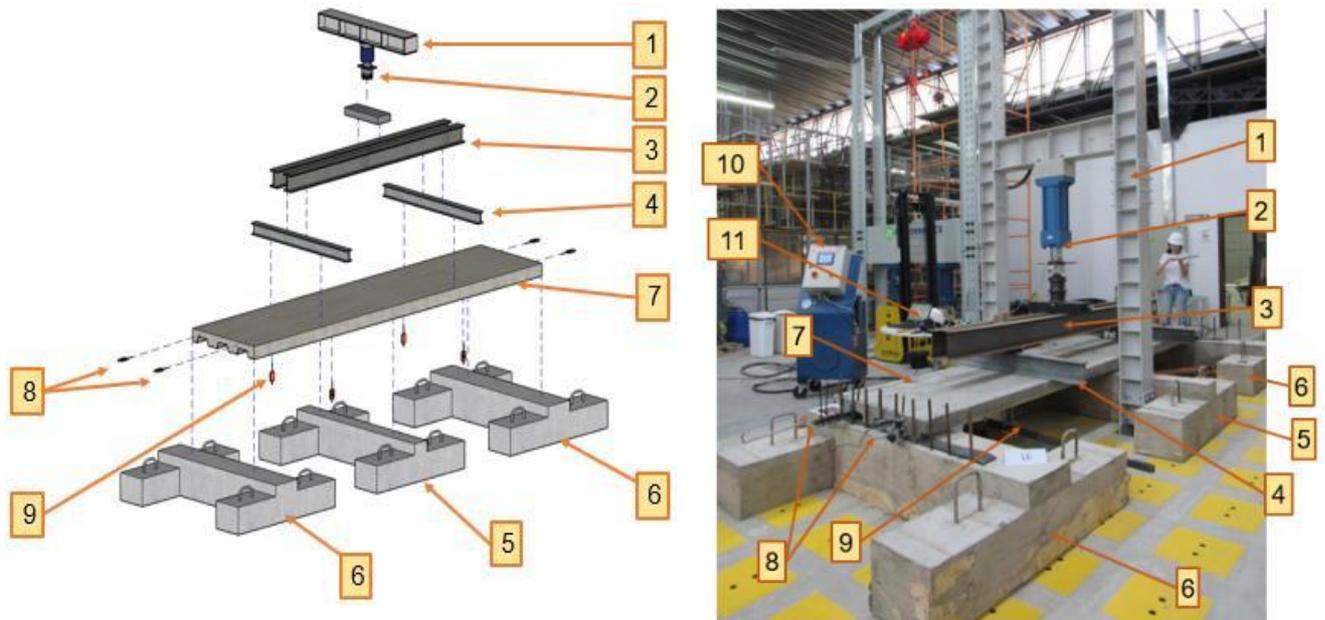


Figura 49 – Esquema do ensaio de laje mista contínua para análise da LA



(1) pórtico rígido; (2) pistão hidráulico 30 ton; (3) viga longitudinal e (4) transversal de distribuição de carregamento; (5) peça auxiliar PA2 (apoio intermediário); (6) peça auxiliar PA1 (apoio extremidade); (7) protótipo de laje LA; transdutores de deslocamento (8) chapa-concreto e de (9) deflexão; (10) controlador de carregamento e (11) instrumento de leitura e aquisição de dados

(a) Configuração do ensaio de flexão

(b) Ensaio de flexão em andamento

Figura 50 – Configuração geral do ensaio experimental das LA

Trata-se de um ensaio de flexão simples com cinco pontos, sendo três pontos de apoio (dois de extremidades, chamados de PA1, e um intermediário, chamado de PA2) e dois de aplicação do carregamento (vigas transversais aplicadas no meio de cada vão). O projeto e a construção das peças de apoio PA1 e PA2 estão detalhadas no Anexo C. O carregamento da laje foi feito por meio de um pistão hidráulico acoplado a um pórtico de reação que aplicou uma taxa de 10 kN/min. A Figura 49 mostra que o pistão produziu uma carga P que se distribuiu em cada um dos vãos da laje segundo vigas longitudinais metálicas de alta rigidez. Logo, em cada vão aplicou-se uma carga correspondente a $0,50 \times P$. A Figura 49 também detalha o controle da deformação vertical da laje em cada vão, o escorregamento relativo entre a chapa e concreto e a extensão das armaduras longitudinais e da chapa. A Figura 50 mostrou as partes que constituem o ensaio em questão.

3.4.2 Altas temperaturas

O esquema da análise experimental das lajes LF está mostrado na Figura 51 e Figura 52.

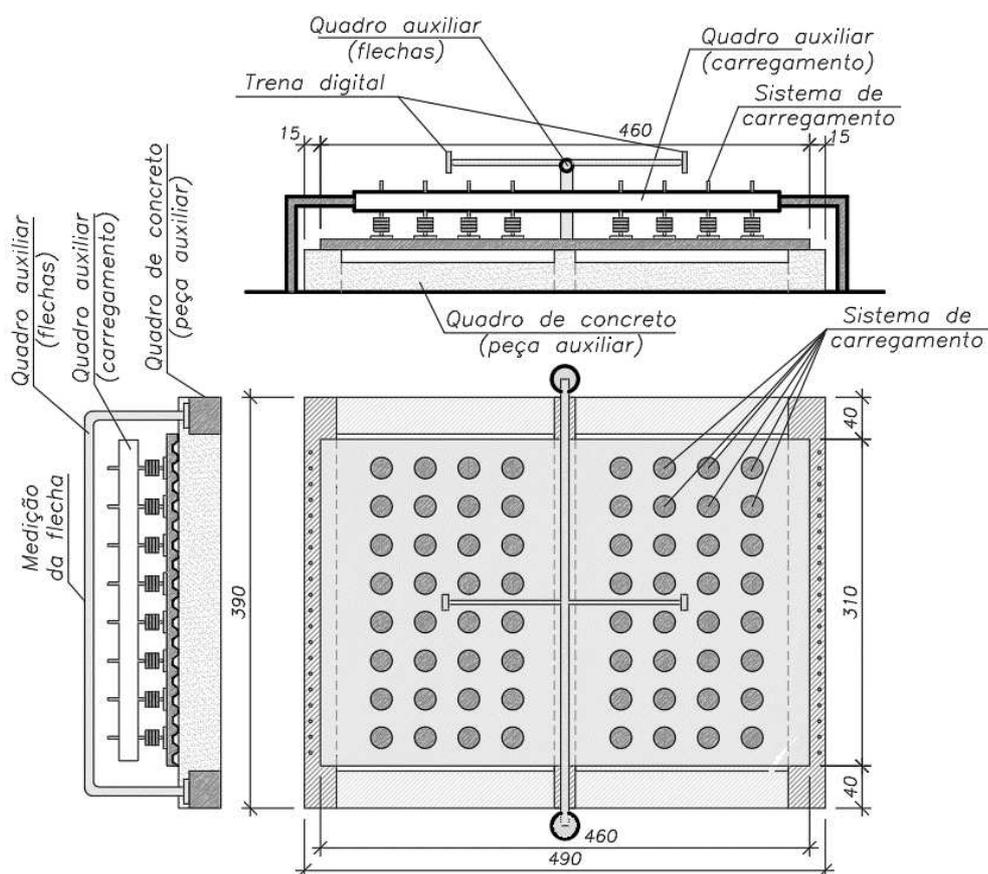
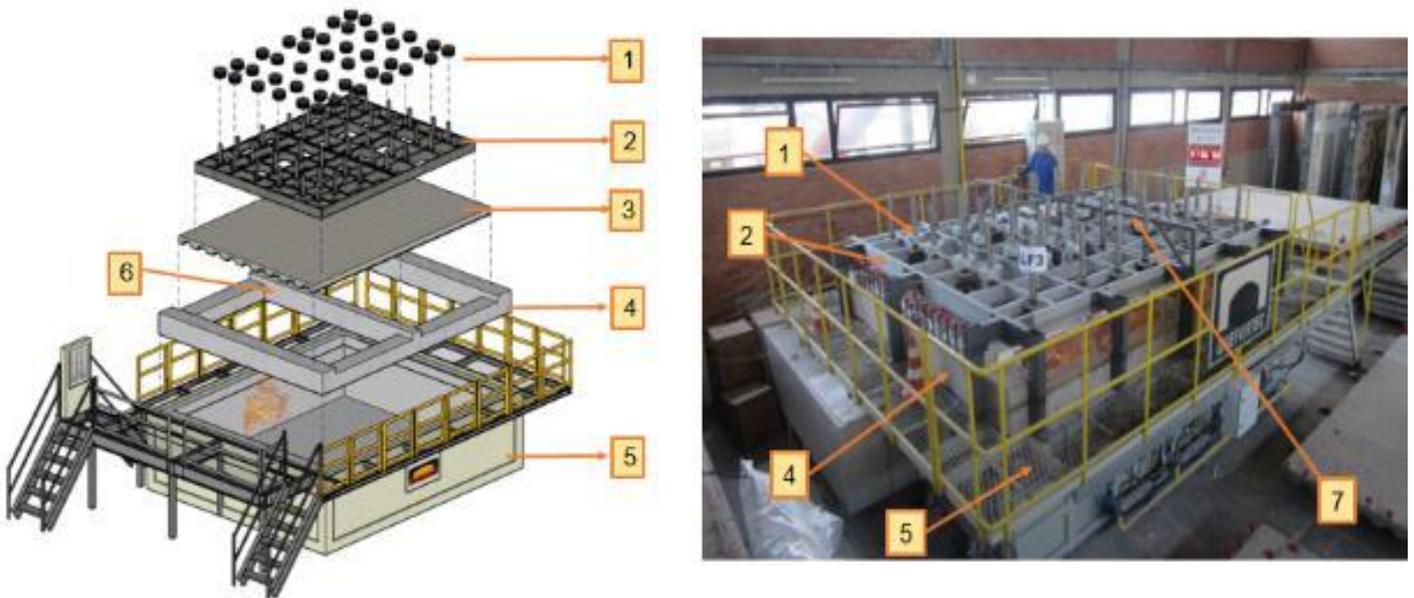


Figura 51 – Esquema do ensaio de laje mista contínua para análise da LF



- (1) anilhas de carregamento; (2) quadro metálico de distribuição de carregamento; (3) protótipo de laje LF; (4) quadro auxiliar de concreto QA (5) forno horizontal; (6) viga intermediária do QA; (7) aparato para medição das deflexões
 (a) Configuração do ensaio de resistência ao fogo (b) Ensaio de resistência ao fogo em andamento

Figura 52 – Configuração geral do ensaio experimental das LF

O protótipo de laje LF foi apoiado sobre um quadro de concreto termicamente protegido. O quadro possui uma viga intermediária rígida, teoricamente indeformável, que simulou a continuidade da laje, tornando o modelo da LF semelhante ao da LA. O sistema de laje e quadro foi instalado sobre o forno horizontal. Sobre a superfície superior da laje foi instalado um quadro metálico com anilhas, responsável por aplicar o carregamento distribuído. A medição das deflexões verticais foi feita através de um quadro metálico auxiliar, onde trenas digitais foram instaladas e controladas por *bluetooth*. A Figura 53 mostra uma vista interna do forno, com o protótipo instalado.



Figura 53 – Vista interna do forno vertical, com a laje posicionada para ensaio

As lajes foram submetidas pela face inferior à curva tempo-temperatura da ISO 834 durante 180 min. As LF foram ensaiadas com 2 vãos de 2,3 m cada, tal como nas LA. Para reduzir o número de variáveis da parte numérica, elas não foram amarradas nas extremidades. O carregamento aplicado foi de 1,6 kN/m², conforme a NBR 6120 (ABNT, 2019) sugere para dormitórios, salas, banheiros e cozinhas de residências e a EN1991-1.1 (EN, 2009) para pavimentos dos edifícios residenciais em geral. Na LF8 o carregamento foi de 2,50 kN/m². O carregamento foi constante ao longo do ensaio. As temperaturas do forno foram medidas com precisão de $\pm 1,5\%$, registradas com intervalos de 30s.

3.4.3 Considerações parciais

O procedimento dos ensaios de laboratório propostos buscaram a reprodução de lajes mistas estruturalmente contínuas. Admitiu-se que esta seria a condição mais representativa de investigação, visto que é deste modo que elas são construídas nas edificações em geral. A chapa perfilada tende a ser instalada continuamente sobre as vigas, caracterizando algum grau de continuidade estrutural. Deste modo, o esquema de ensaio de ambos os protótipos (LA e LF) buscaram representar o efeito.

Para reproduzir o efeito nas análises a temperatura ambiente, peças auxiliares de concreto foram admitidas. Elas foram assim concebidas para que se incorporasse elementos de apoio rígidos que não provocassem interferência nos resultados. Tais peças foram instalados de modo a formar dois vãos de 2,3 m cada. As dimensões e o afastamento entre estes apoios se justifica pelas dimensões limites do forno horizontal do ensaio de resistência ao fogo. Definiu-se que ambos os protótipos de lajes, LA e LF, deveriam ter as mesmas dimensões para que fossem comparáveis entre si. Neste âmbito, nos ensaios de resistência ao fogo, um quadro de concreto foi instalado sobre o forno preliminarmente à LF. O quadro foi construído com elevada taxa de armaduras e protegido termicamente. O critério buscou tornar este quadro indeformável, de modo a não interferir nos resultados, a exemplo do que se admitiu às LA.

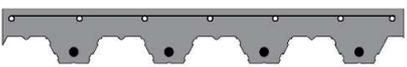
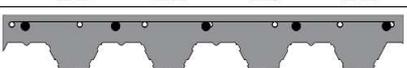
3.5 Plano dos ensaios

Neste item é mostrado o planejamento dos ensaios das LA e LF.

3.5.1 Temperatura ambiente

Foram ensaiados 9 protótipos de lajes LA, conforme mostrado na Tabela 11. A diferença entre eles consistiu no uso de armaduras positivas, negativas ou de ambas, com diâmetros de 6,3 ou 10,0 mm. Algumas LA foram vinculadas na extremidade para avaliar a influência de uma continuidade da laje nesta região.

Tabela 11 – Nomenclatura dos protótipos das LA

Nome	Armadura Positiva (mm)	Armadura negativa (mm)	Amarração de extremidade	Seção transversal
LA1	-	-	Não	
LA2	Ø6,3	-	Não	
LA3	Ø6,3	-	Sim	
LA4	Ø10,0	-	Não	
LA5	-	Ø6,3	Não	
LA6	-	Ø6,3	Não	
LA7	-	Ø10,0	Não	
LA8	Ø6,3	Ø6,3	Sim	
LA9	Ø6,3	Ø6,3	Não	

As lajes LA foram ensaiadas 90 dias após a sua construção, no ano de 2018, entre os dias 16 e 25 de outubro. Os ensaios foram feitos no Laboratório de Análise e Simulação Estrutural (LASE) do Instituto Tecnológico em Desempenho para Construção Civil (itt Performance) da Unisinos.

3.5.2 Altas temperaturas

Um total de 8 ensaios de resistência ao fogo foram feitos com as lajes LF. Os protótipos estão apresentados na Tabela 12. A diferença entre eles consiste no uso de armaduras positivas, negativas ou ambas, com diâmetro de 6,3 ou 10,0 mm, sendo semelhantes às LA.

Tabela 12 – Nomenclatura dos protótipos das LF

Nome	Armadura Positiva (mm)	Armadura negativa (mm)	Carregamento (kN/m ²)	Seção transversal
LF1	-	-	1,50	
LF2	Ø6,3	-	1,50	
LF3	Ø10	-	1,50	
LF4	-	Ø6,3	1,50	
LF5	-	Ø10,0	1,50	
LF6	Ø6,3	Ø6,3	1,50	
LF7	Ø6,3	Ø6,3	1,50	
LF8	Ø6,3	Ø6,3	2,50	

Os ensaios foram feitos entre os dias 12/07/2019 e 25/10/2019 no Laboratório de Segurança ao Incêndio do itt Performance/Unisinos. As condições de temperatura e umidade relativa do ar no dia dos ensaios estão mostrados na Tabela 13. Os ensaios de resistência ao fogo dessas lajes foram feitos com 18 meses de cura (no mínimo). Este critério buscou obter, no ato do ensaio de resistência ao fogo, um concreto com baixa umidade e, assim, evitar a possibilidade de deslocamento do mesmo (*spalling*).

Tabela 13 – Condições do ensaio das lajes LF

Laje número	Temperatura do ambiente (°C)	Umidade relativa do ar (%)	Horário início	Horário fim
LF1	30,0	43,10	13:27	16:27
LF2	20,60	20,30	13:35	16:35
LF3	25,90	42,10	11:10	14:20
LF4	23,90	33,00	08:40	11:40
LF5	28,10	50,10	09:03	12:03
LF6	26,30	37,00	10:13	13:40
LF7	25,90	35,00	09:54	12:54
LF8	21,70	26,80	10:00	13:00

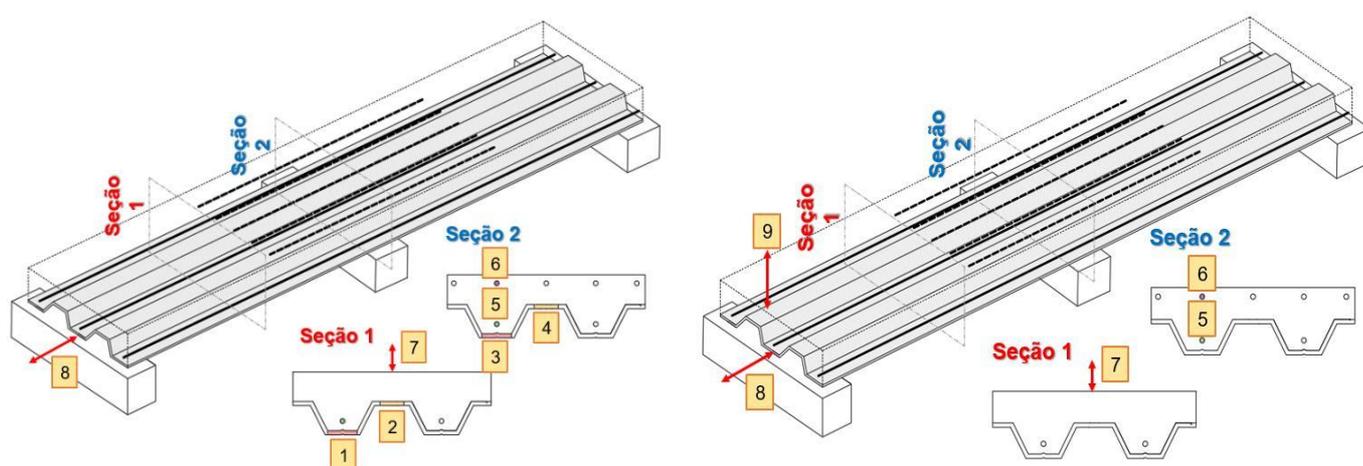
3.5.3 Considerações parciais

Foram adotados 9 protótipos de lajes para as análises a temperatura ambiente e 8 protótipos de lajes para as análises em altas temperaturas. Nestes protótipos, fez-

se variar o arranjo de armaduras positivas e negativas, de modo a resolver os objetivos que são propostos no estudo. As armaduras negativas foram dispostas na adjacência do apoio intermediário ao passo que as armaduras positivas em toda a extensão da laje. Sobretudo nas LF, buscou-se realizar o ensaio em uma idade elevada para evitar o deslocamento do concreto. Os diâmetros adotados foram aqueles que geralmente são usados na prática da construção destes elementos.

3.6 Procedimentos dos ensaios

Neste item são apresentados os procedimentos empregados para as medições de alongamento (extensão) e de deformação realizadas em laboratório nos ensaios a temperatura ambiente e em altas temperaturas. Os pontos de leitura registradas nos testes da LA e LF estão mostradas na Figura 54a e b, respectivamente.



(1) mesa inferior e (2) superior da chapa na seção 1; (3) mesa inferior e (4) superior da chapa na seção 2; (5) armadura positiva e (6) negativa na seção 2; (7) deflexão vertical; (8) escorregamento relativo entre chapa e concreto; (9) levantamento da borda da extremidade da laje

(a) Lajes LA

(b) Lajes LF

Figura 54 – Pontos de leitura experimentais

Nas armaduras e chapa perfilada (i.e., pontos 1, 2, 3, 4, 5 e 6) foram medidas a extensão longitudinal por meio de extensômetros de lâmina (*strain gauges*), tanto na LA quanto LF. Para a deflexão vertical (ponto 7) da LA e o escorregamento relativo chapa-concreto (ponto 8) da LA e LF, adotou-se transdutores de deslocamento. Para análise da deflexão vertical (ponto 7) e levantamento da extremidade (ponto 9) da LF foi usado trena digital.

As características dos instrumentos empregados na leitura destes pontos estão apresentadas na sequência.

3.6.1 Temperatura ambiente

A seguir estão mostrados os instrumentos usados na nos testes das LA.

a) Extensômetros de lâmina

Estes equipamentos foram empregados para medir deformações longitudinais na chapa e nas armaduras. As leituras foram feitas por *strain gages* (ou extensômetros elétricos de lâmina) do tipo LY11-3, com resistência de 120Ω da marca HBM.

Na chapa os extensômetros foram instalados preliminarmente ao ensaio, sendo fixados na sua face inferior. Já no caso das armaduras, eles tiveram que ser instaladas preliminarmente a concretagem das lajes. A Figura 55 e Figura 56 mostra a instalação dos extensômetros nas armaduras e o dispositivo de proteção mecânica atribuído.

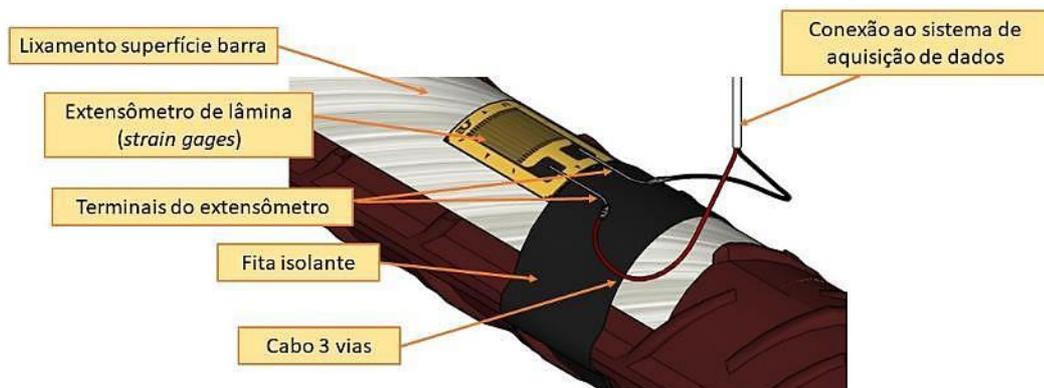


Figura 55 – Detalhe da instalação do extensômetro de lâmina

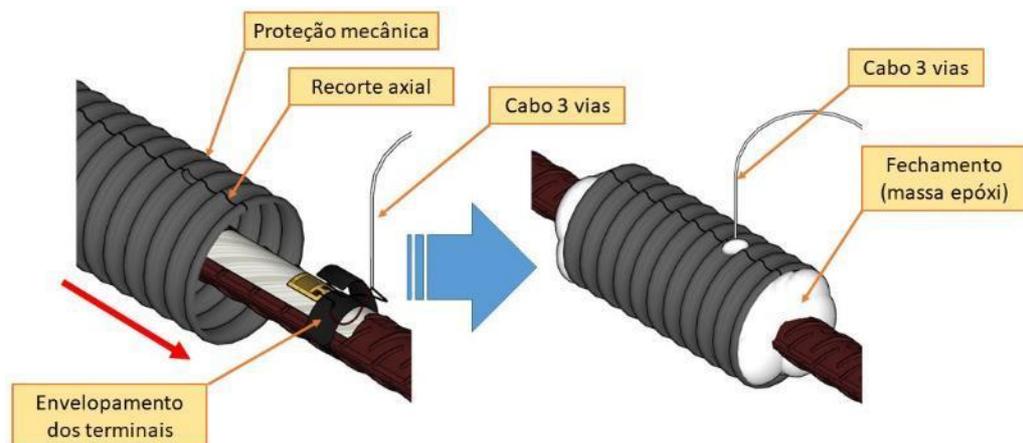


Figura 56 – Detalhe da instalação mecânica dos extensômetros

A superfície da barra preparada por um lixamento mecânico. Na sequência, os cabos de 3 vias foram fixados nos extensômetros por solda de estanho, e o sistema envelopado com tubos semirrígidos, com as extremidades seladas com massa epóxi.

b) Transdutores de deslocamento

O deslocamento vertical no centro do vão das LF e a leitura do deslizamento relativo entre chapa e concreto foram feitas por meio de transdutores de deslocamento do tipo LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer*), marca HBM, modelo WA-L, de capacidade máxima 500mm. Eles foram conectados ao equipamento de aquisição de dados, marca HBM tipo QuantumX MX840B. Cada instrumento possui 8 canais de entrada, precisão de 99,95% e velocidade de leitura de 0.000025 Hz. Os transdutores instalados no meio de cada vão e extremidades estão mostrados na Figura 57.



- (a)
- 1 – Protótipo de laje
 - 2 – Extensômetro
 - 3 – Viga de distribuição de carregamento

- (b)
- 1 – Protótipo de laje
 - 2 – Armaduras de espera para amarração
 - 3 – Extensômetro
 - 4 – Apoio de extremidade (PA)

Figura 57 – Extensômetros: (a) meio do vão e (b) extremidade

c) Células de carga

Equipamento empregado para medir a carga efetivamente aplicada às lajes dos ensaios à temperatura ambiente. Trata-se de célula tipo S, série S9M, marca HBM.

3.6.2 Altas temperaturas

A seguir estão mostrados os instrumentos, critérios de medição e carregamento usados na nos testes das LF.

a) Extensômetros de lâmina

Foram usados os mesmos critérios adotados nas LA.

b) Transdutores de deslocamento

Foram usados os mesmos critérios adotados nas LA.

c) Trena digital

O equipamento foi usado para medir deformações verticais nas lajes avaliadas em altas temperaturas. Trata-se de uma trena digital da marca BOSCH modelo GLM 50C, acionada por *Bluetooth* via celular.

Os pontos de medição das deformações verticais são mostrados na Figura 58. A Tabela 14 mostra o resumo destes pontos. Os pontos P1 e P2 foram usados para medir deformações verticais na metade de cada vão da laje (seção S1 da Figura 54), pois estimou-se que nestes se teria as maiores deformações. Já o P3 e P4 mostraram o local de medição do levantamento da laje na mediatriz e canto, respectivamente, os quais alimentaram informações acerca do efeito de *thermal bowing* que se produz ao longo do aquecimento.

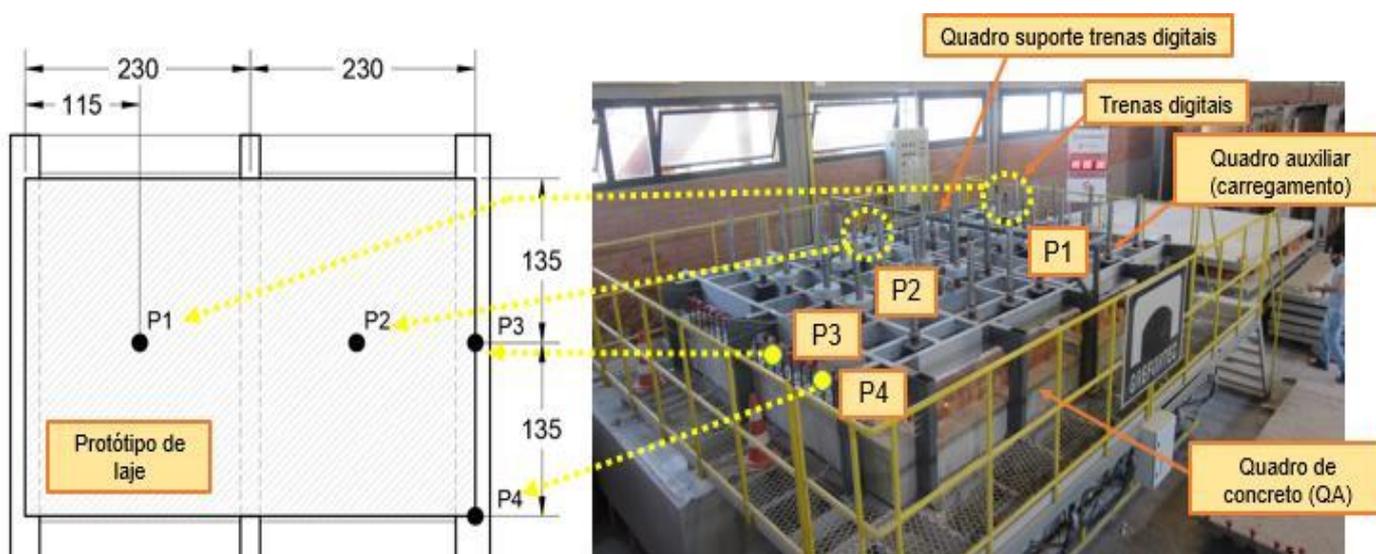


Figura 58 – Pontos de medição das deformações verticais

Tabela 14 – Resumo dos pontos de medição das deformações verticais

Ponto de medição	Variável controlada (deformação vertical)
P1	Flecha no vão 1 da laje mista
P2	Flecha no vão 2 da laje mista
P3	Levantamento da borda em relação ao apoio
P4	Levantamento da mediatriz em relação ao apoio

d) Termopares

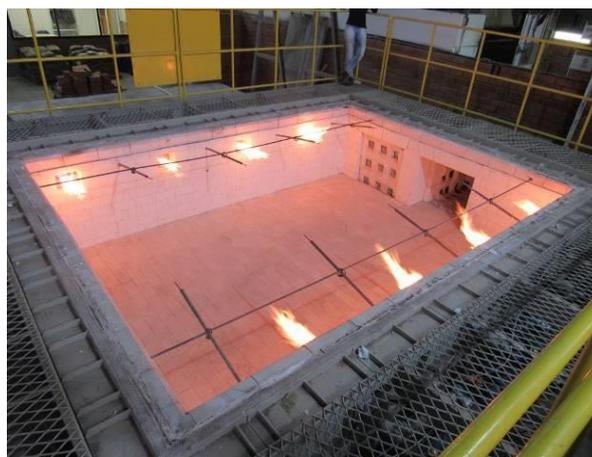
Os sensores de temperatura (termopares) internos do forno horizontal e usados na face exposta ao fogo da amostra foram do tipo K de diâmetro 6,0 mm. Na medição na face não exposta ao fogo da amostra foram usados termopares tipo T, de diâmetro de 0,7 mm. Para a medição do gradiente de temperatura ao longo da seção utilizaram-se termopares do tipo K, com diâmetro de 0,7 mm.

e) Forno aquecimento

Foi empregado um forno horizontal de resistência ao fogo com dimensões de 4695x3695 mm, sendo o aquecimento produzido por meio de 6 queimadores a gás, tendo controle automático da diferença de pressão, chaminé para regulagem da vazão dos gases, controle de temperatura digital e painel elétrico de comando automático. Os queimadores foram programados para seguir integralmente a curva da ISO 834-1 (ISO, 1999) (Figura 59) ao longo de toda a duração dos ensaios.



(a)



(b)

Figura 59 – Forno horizontal empregado nos ensaios de resistência ao fogo

f) Pontos de medição das temperaturas na seção e superfície

Na Figura 60 estão mostrados os pontos de locação dos termopares na seção.

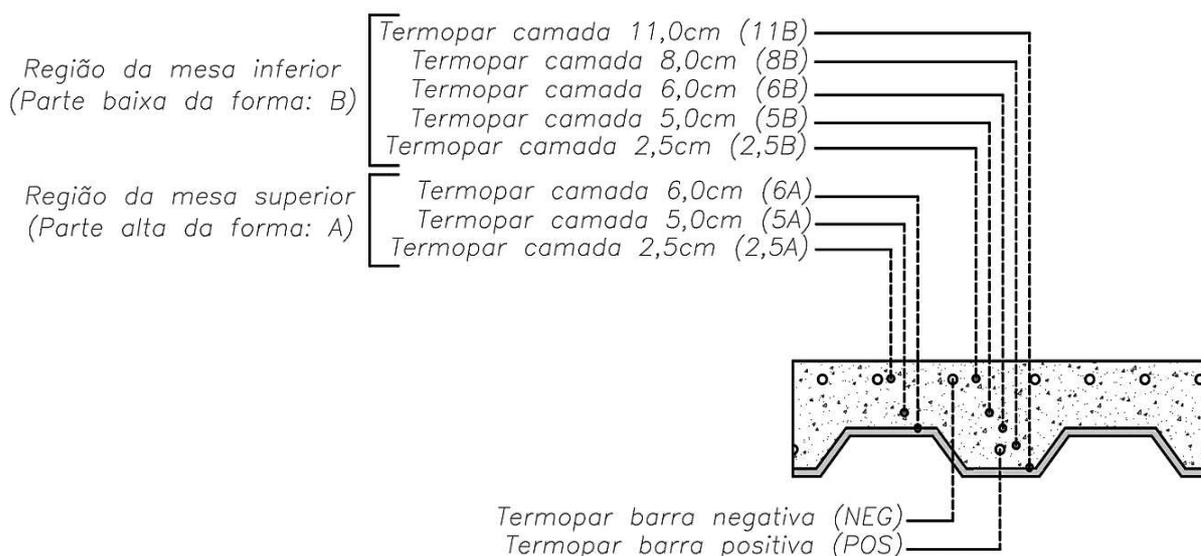


Figura 60 – Detalhe da locação dos termopares na seção da laje

A nomenclatura dos termopares foi adotada com base na profundidade em que foi disposto, tendo como referência a superfície superior da laje, sendo a cota 0 mm.

Os termopares que receberam a letra A na nomenclatura referem-se àqueles instalados no alinhamento da mesa superior da chapa, *i.e.*, a camada menos espessa da laje. Estes termopares foram chamados de 2,5 A; 5A e 6A, locados na espessura de 25; 50 e 60 mm, respectivamente. Já os termopares com a letra B referem-se aos instalados no alinhamento da mesa inferior, *i.e.*, na camada mais espessa da laje. Estes termopares foram chamados de 2,5B; 5B, 6B, 8B e 11B, sendo instalados na espessura de 25; 50; 60; 80 e 110 mm, respectivamente.

Na análise do isolamento térmico, foram adotados 5 termopares equidistantes, dispostos em um dos vãos (S1 a S5). No outro vão, um termopar único foi empregado (S6). Na análise do parâmetro, foi adotada a média do S1 a S5. O termopar S6 serviu de contraprova. A disposição dos termopares na superfície é mostrada na Figura 61. Como critério do isolamento térmico, admitiu-se como limite a variação da temperatura média em 140 °C entre os termopares S1 a S5, ou da temperatura máxima de 180 °C em algum destes termopares (*i.e.*, S1 a S5). Tal variação de temperatura compreende aquela efetivamente medida ao longo do ensaio subtraída da temperatura ambiente de início do ensaio. Esse critério segue o procedimento apresentado pela NBR 5628 (ABNT, 2001) e BS EN 13381 (CEN, 2015).

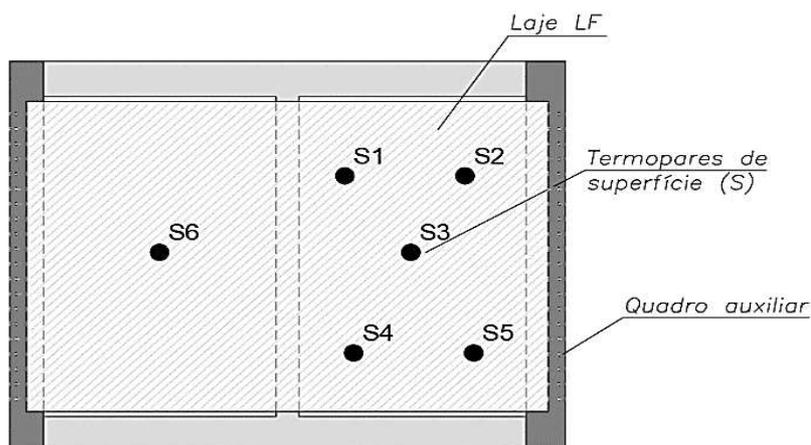


Figura 61 – Detalhe da localização dos termopares da superfície

g) Critério de aplicação do carregamento

O sistema de aplicação de carregamento, composto pelo quadro que recebe os cilindros de carga e as anilhas, bem como o conjunto para a medição das deformações verticais, formado pelo quadro de suporte e trenas, está mostrado na Figura 62. Na interface entre a laje e o cilindro foi aplicada uma manta térmica (lã de rocha), de modo que não houvesse qualquer troca de calor entre a laje e o elemento usado para aplicar o carregamento sobre ela.



Figura 62 – Sistema de aplicação de carga e medição das deformações

3.6.3 Considerações parciais

As leituras de alongamento longitudinal da chapa e armaduras nos protótipos experimentais foram feitas na região de momento positivo e de negativo máximo, pois

entendeu-se que estas seriam as críticas em termos de distribuição de esforços. Já as medições do escorregamento relativo entre a chapa e concreto foram realizadas nas extremidades, onde este fenômeno é mais perceptível e crítico. Esta medição permite compreender a interação entre ambos e, portanto, o comportamento estrutural misto. Já a medição das temperaturas foram feitas ao longo da seção transversal de cada protótipo, permitindo compreender a distribuição de temperaturas nas lajes ao longo da exposição à ISO 834. Este conjunto de leituras, além de possibilitar discussões da *performance* experimental das lajes ao incêndio, subsidiam a calibração paramétrica dos modelos numéricos. Os testes de flexão simples e resistência ao fogo totalizaram 31 pontos de leitura que creditaram o modelo numérico adotado nas simulações.

3.7 Apresentação dos resultados e discussão

Os resultados obtido com os ensaios das LA e LF são apresentados a seguir.

3.7.1 Temperatura ambiente

Neste item são mostrados os resultados das LA, mostrados segundo a variável controlada: (a) deformações verticais, (b) alongamento da chapa no meio do vão e (c) apoio intermediário, (d) escorregamento relativo chapa-concreto e (e) alongamento das armaduras positivas e (f) negativas no apoio intermediário. Ao término da análise, a (g) discussão geral e correlação entre estes resultados apresentados foram feitos. O comparativo dos carregamentos aplicados em cada LA é mostrado na Figura 63.

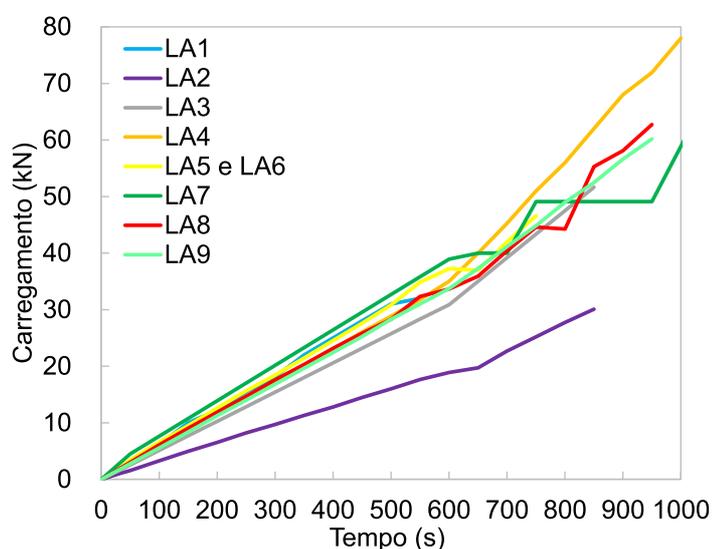
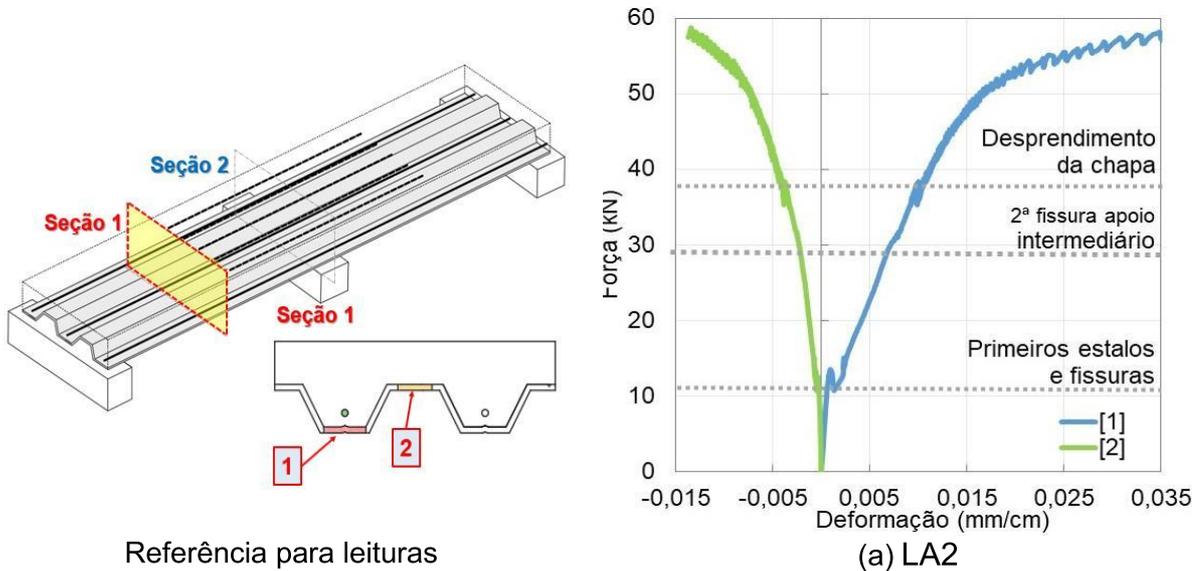


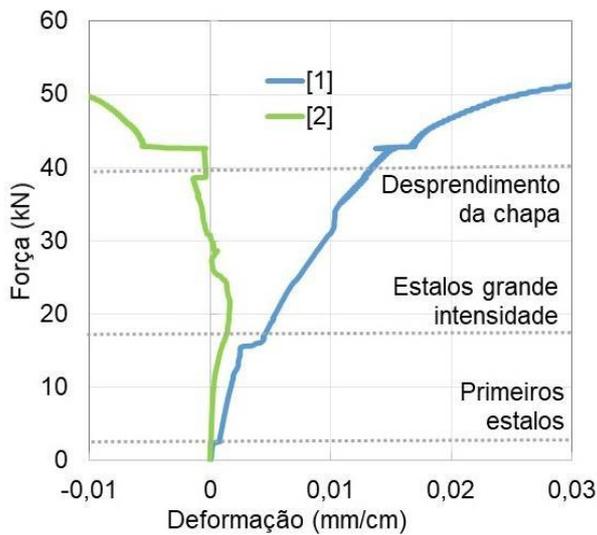
Figura 63 – Carregamento vs tempo: análises numéricas e experimentais

a) Alongamento da chapa no meio do vão (ponto 1 e 2 da seção 1)

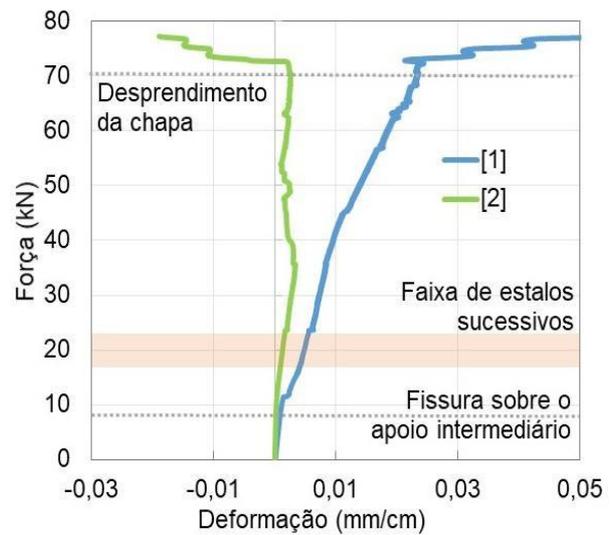
O alongamento da chapa desta região está mostrado na Figura 64.



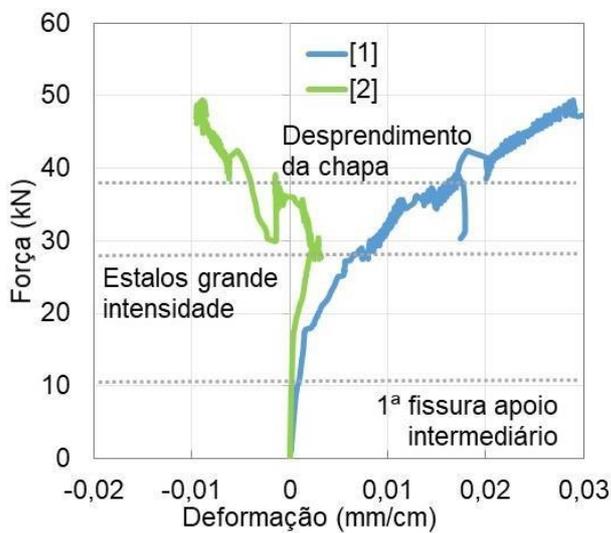
Referência para leituras



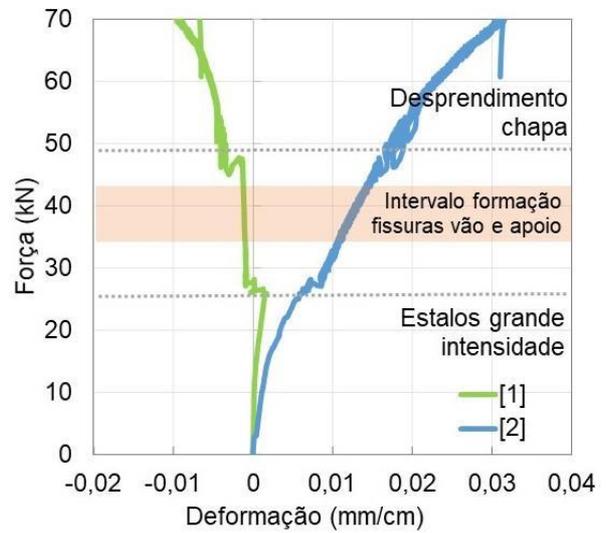
(b) LA3



(c) LA4



(d) LA5-6



(e) LA8

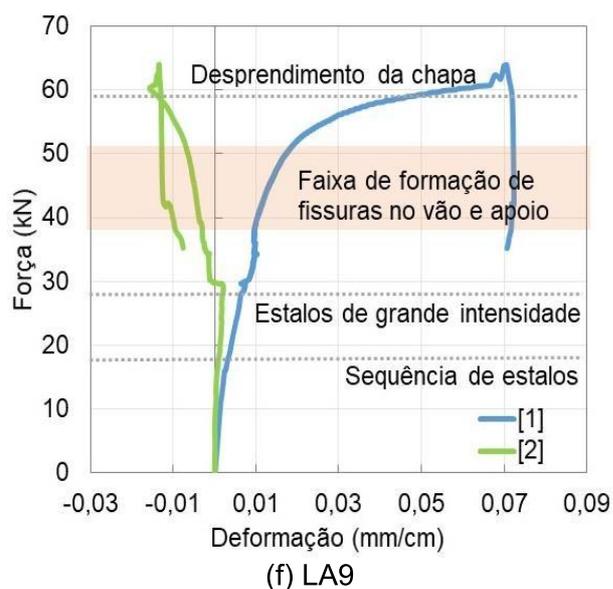


Figura 64 – Alongamento da mesa superior e inferior da chapa no meio do vão

O alongamento foi medido na LA2, 3, 4, 5-6, 8 e 9. Nas demais lajes não foi feita leitura em laboratório. No início da aplicação do carregamento, antes do início do escorregamento relativo entre chapa-concreto, a mesa inferior e a superior da chapa perfilada foram tracionadas. Com a fissuração do concreto e incidência dos esforços de cisalhamento longitudinais, iniciou-se o escorregamento relativo e desprendimento da chapa. Houve a formação de uma segunda linha neutra, sendo uma ocorrendo na chapa, invertendo os esforços na mesa superior (de tração para compressão).

A inversão dos esforços mostra que o concreto fissa e que o comportamento misto é parcialmente comprometido logo no início do carregamento. A fissuração do concreto é deduzida pela não linearidade das leituras. As fissuras iniciam nas zonas tracionadas, comprometendo a interface chapa-concreto, iniciando o escorregamento relativo entre ambos.

Os alongamentos reduzem com o uso de armaduras positivas, pois mitigam-se as deformações verticais, bem como a fissuração do trecho tracionado, os esforços de cisalhamento longitudinais e, portanto, o escorregamento relativo da chapa. Logo, essas armaduras fazem com que a interação entre ambos seja preservada por mais tempo, o que é percebido no comparativo entre LA4, que possui $\varnothing 10$ mm, com a LA2 e LA3, que possuem $\varnothing 6,3$ mm. Em particular nesse último caso, foi possível perceber a influência do modelo de cálculo na análise, visto que a LA3 foi ensaiada amarrada às extremidades, ao passo que a LA2, não.

Tal raciocínio acaba ficando claro na análise da LA5-6, ensaiadas com barras negativas de $\varnothing 6,3$ mm. Apesar de nos instantes iniciais (até por volta de 20 kN) as deformações longitudinais serem menores frente as lajes anteriores, devido ao menor momento positivo solicitante produzido, percebe-se que com a mobilização da região de momento positivo o concreto começa a fissurar devido a inexistência de armaduras positivas, fazendo com que a interface entre chapa e concreto seja fragilizada, pelas razões do parágrafo anterior. Essa é a justificativa da inversão dos esforços de tração para compressão por volta dos 30 kN. Nos casos anteriores, a inversão é mais suave, pois as barras positivas absorvem parcialmente os esforços no ato do escorregamento relativo da chapa.

O uso de armaduras positivas e negativas (ver LA8 e 9), apesar de mostrarem sutis reduções das deformações longitudinais da chapa, não evitam a inversão de esforços na mesa superior. Isso é atribuído à perda da continuidade estrutural precoce dessas lajes. As primeiras fissuras ocorreram na região de momento negativo já nos instantes iniciais de (Figura 65a). Após determinado carregamento, há comportamento semelhante ao das lajes somente armaduras positivas. Isso justifica a similaridade entre LA9 e LA8 com a LA2 e LA3. As armaduras não evitaram que a chapa perfilada se desprenda, o que é deduzido pelas instabilidades locais na mesa superior (Figura 65b e c), típica de que a chapa atuou separada em relação ao concreto.

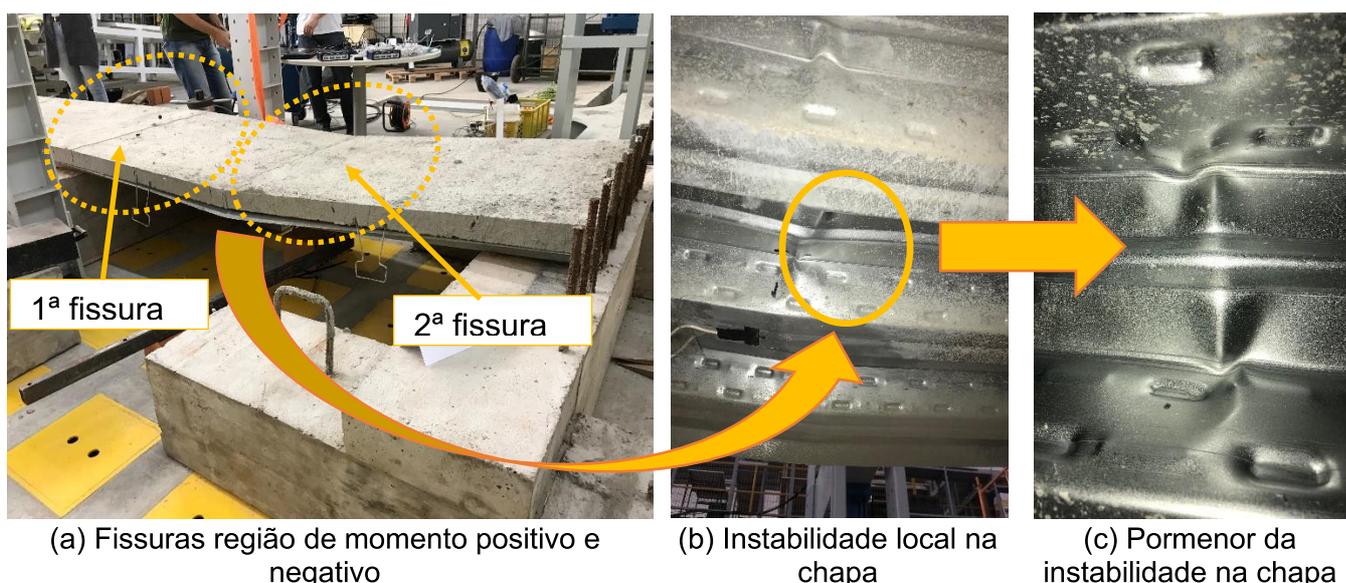


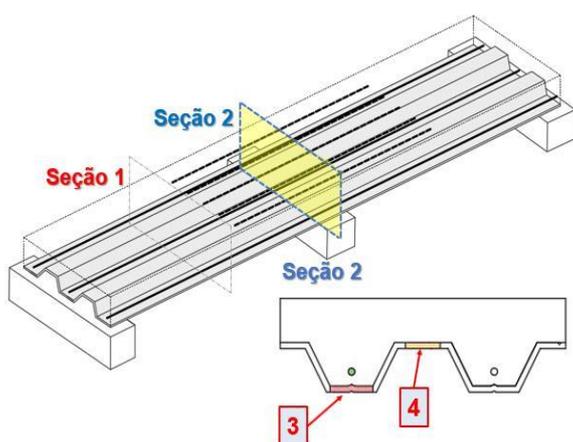
Figura 65 – Fissuras no concreto e instabilidades na chapa

Aumentar o diâmetro das armaduras positivas se tornou mais efetivo do que substituição das armaduras positivas por negativas e/ou adicionar barras positivas e

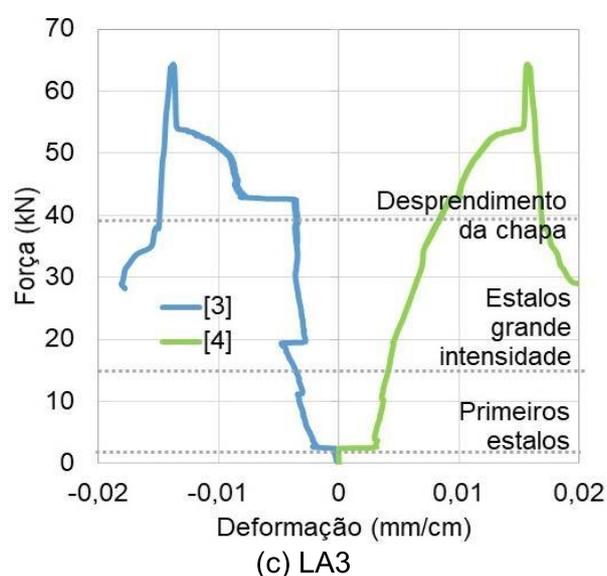
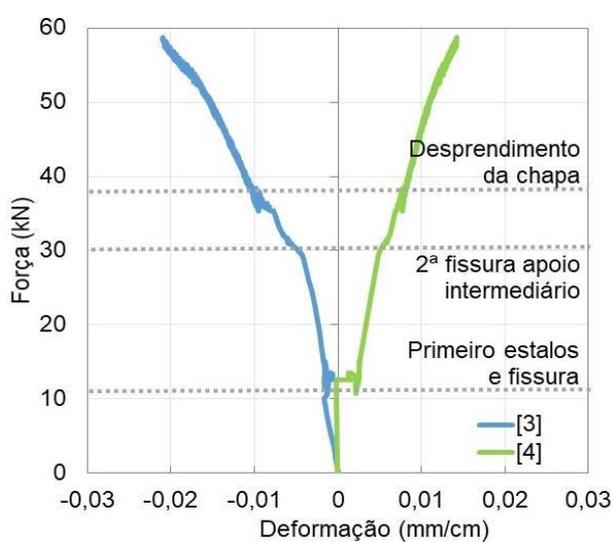
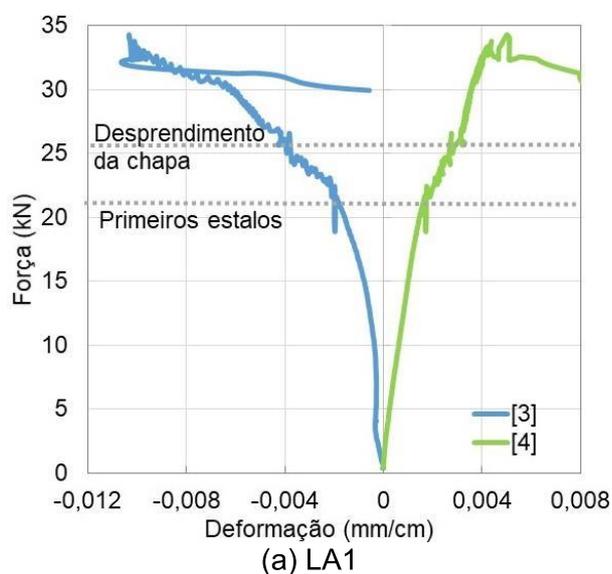
negativas de menor diâmetro. Um teste em lajes com barras positivas e negativas de maior diâmetro deveria ter sido feito e será uma sugestão para trabalhos de pesquisa futuros.

b) Alongamento da chapa no apoio intermediário (ponto 3 e 4 Seção 2)

As deformações longitudinais na chapa na região do apoio intermediário da LA1 a 9 estão mostradas na Figura 66. É percebido que a mesa inferior foi submetida a esforços de compressão e a superior de tração, indicando a linha neutra ocorreu na chapa. As fissuras iniciaram no alinhamento da viga intermediária, mostrando que esta região foi a primeira a se fragilizar. Após a fissuração do concreto no apoio, a interface chapa-concreto foi comprometida, evidenciado na falta de linearidade das leituras.



Referência para leituras



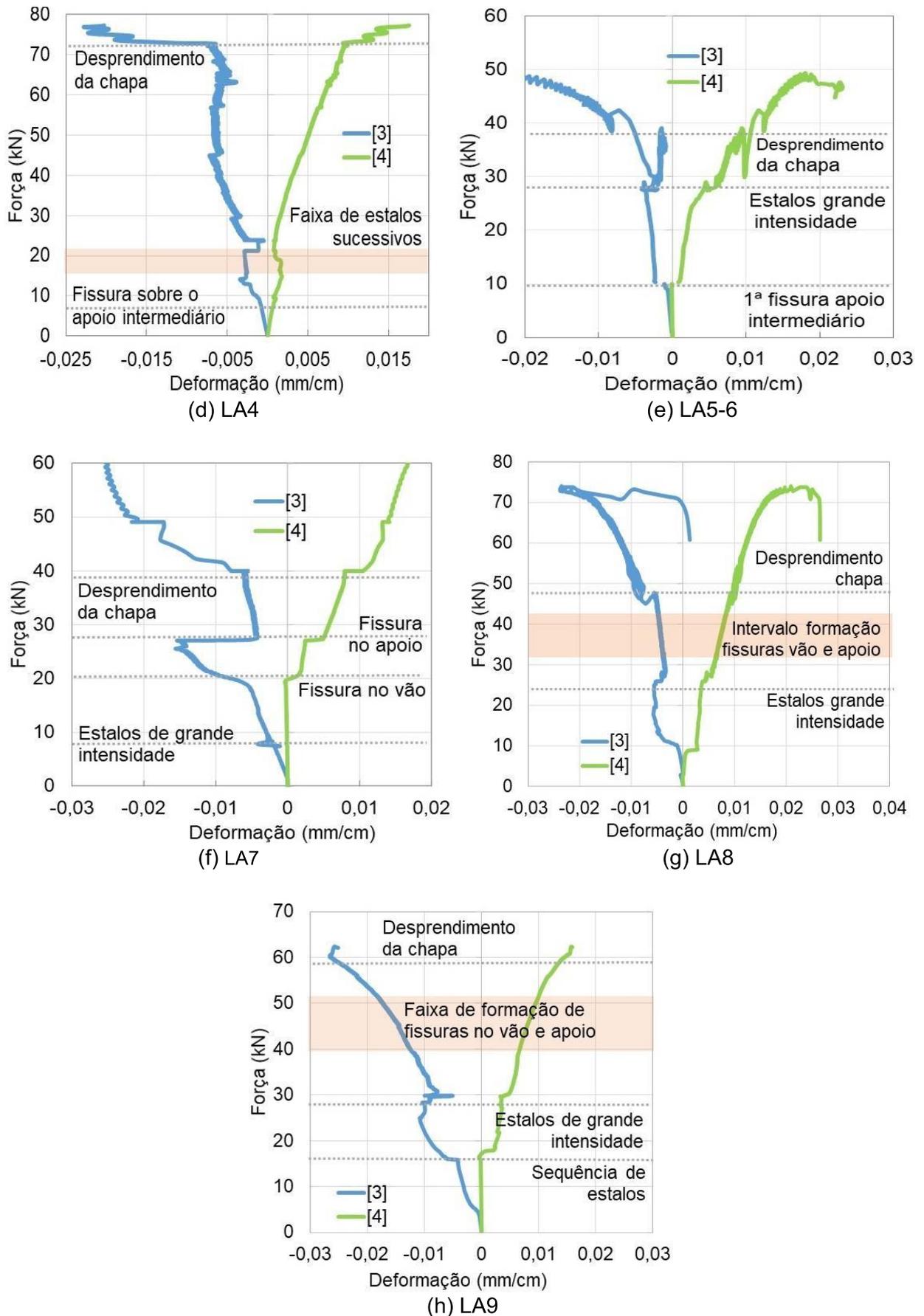


Figura 66 – Alongamento da chapa junto ao apoio: modelo experimental

As armaduras negativas não eliminaram a incidência de fissuras junto a região de momento negativo (ver a Figura 67a). Se por um lado elas reforçaram a superfície superior do concreto, que estava tracionada, por outro a falta de armaduras positivas – e mesmo havendo barras positivas de pequeno diâmetro, como na LA7 a 9 – tornam a interface chapa-concreto abaixo da linha neutra fragilizada (Figura 67b). Em alguns casos, as armaduras negativas escoaram (Figura 67c), tamanho foi o giro da seção no apoio. As perturbações nas leituras entre 10 a 20 kN indicam que a continuidade estrutural não é absoluta desde o princípio do ensaio.

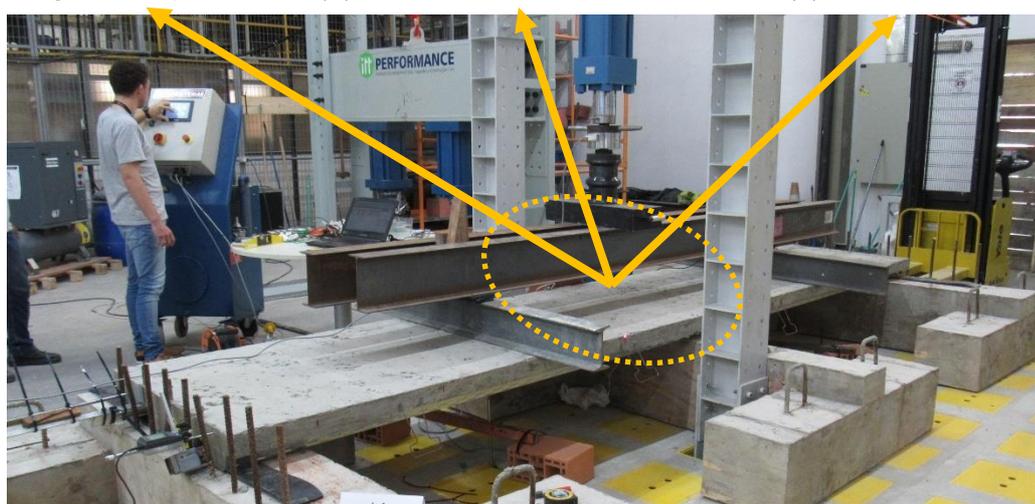
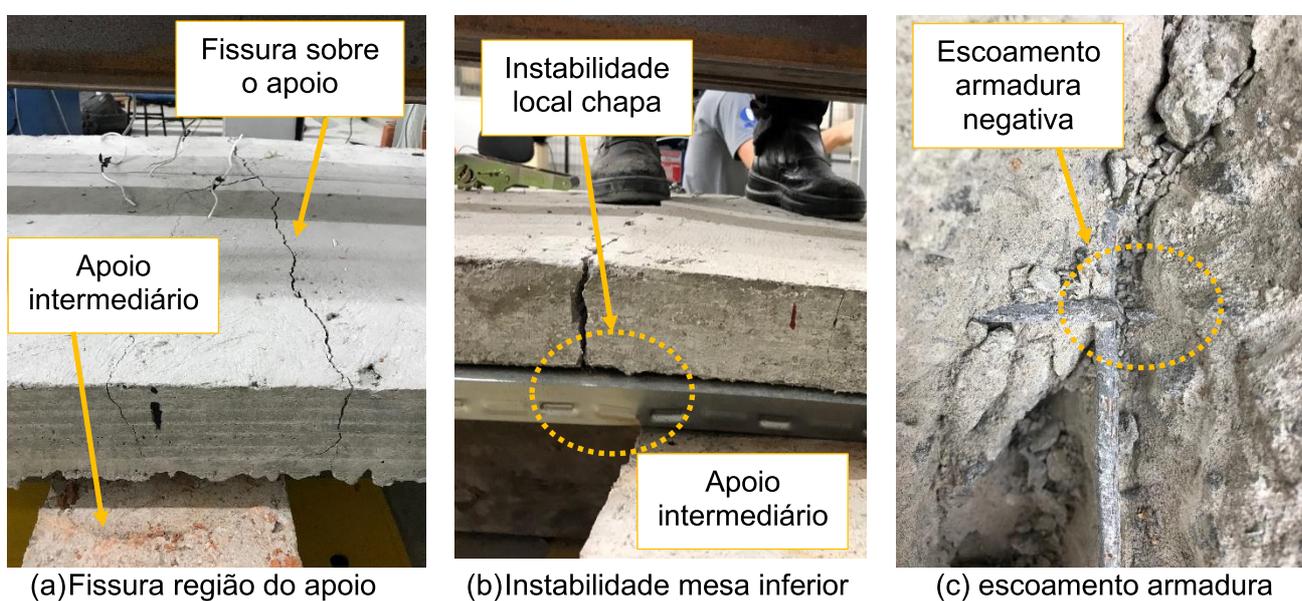


Figura 67 – Manifestações na região do apoio intermediário

Entende-se que a continuidade estrutural das lajes mistas deve ser fruto de análise pormenorizada. Usar somente armaduras negativas fez com que a interface entre chapa e concreto, não armada, tivesse danos (fissuras no concreto, instabilidade

local na chapa e escorregamento) que comprometam a continuidade estrutural. A não-linearidade do concreto se agravou neste caso. Todavia, substituí-las por armaduras positivas gerou fissuração na superfície superior do concreto, o que também afetou a continuidade. Adotar ambas as armaduras, como foi feito na LA 8-9, não produziram melhorias significativas, devido ao pequeno diâmetro das armaduras empregadas no caso. Um teste com armaduras de maior diâmetro seria necessário.

Os fatores que comprometem a continuidade estrutural de lajes mistas apenas com armaduras positivas ou negativas são diferentes. Em qualquer caso analisado, percebe-se que a continuidade estrutural absoluta não ocorreu. Para efeitos práticos, um giro relativo da laje junto ao apoio deve ser considerado. Essa conclusão toma como base algumas observações feitas na região do apoio intermediário, tais como: fissuras na superfície superior do concreto (Figura 67a), instabilidades locais na mesa inferior da chapa (Figura 67b) e escoamento de barras negativas (Figura 67c).

c) Alongamento armaduras positivas (ponto 5 – Seção 2)

A extensão longitudinal das armaduras positivas da região da laje junto ao apoio intermediário é mostrada na Figura 68 para LA2, 3, 4 e 9. Para a outra laje com armaduras positivas, a LA8, a leitura não foi feita. Na região do apoio, no princípio do carregamento as armaduras foram comprimidas. Com a fissuração do concreto e a perda da continuidade estrutural, os esforços inverteram, alterando de compressão para tração, indicando a formação de uma rótula e a separação entre panos de laje adjacentes. A laje tende a ficar suspensa por essas armaduras.

O instante no qual a inversão de esforços ocorreu foi aleatória. Isso é devido a própria aleatoriedade das fissuras junto ao concreto. Trata-se de uma análise muito pontual e de difícil previsão. A LA3 (Figura 68b), por exemplo, mostrou um trecho comprimido reduzido em relação às demais lajes (LA2 e LA4 na Figura 68a e na Figura 68c, respectivamente), sustentando essa conclusão. Na LA9, a faixa de força na qual a barra positiva fica comprimida é maior em relação as anteriores. Isso evidenciou a importância do uso de armaduras negativas no controle da fissuração do concreto na superfície superior da laje adjacente ao apoio intermediário, bem como o reforço do trecho comprimido abaixo da linha neutra que a armadura positiva ofereceu. Neste caso, forma-se um binário tração-compressão mais eficiente com ambas as barras,

preservando a continuidade por mais tempo. As armaduras tendem a mitigar as não linearidades físicas do concreto.

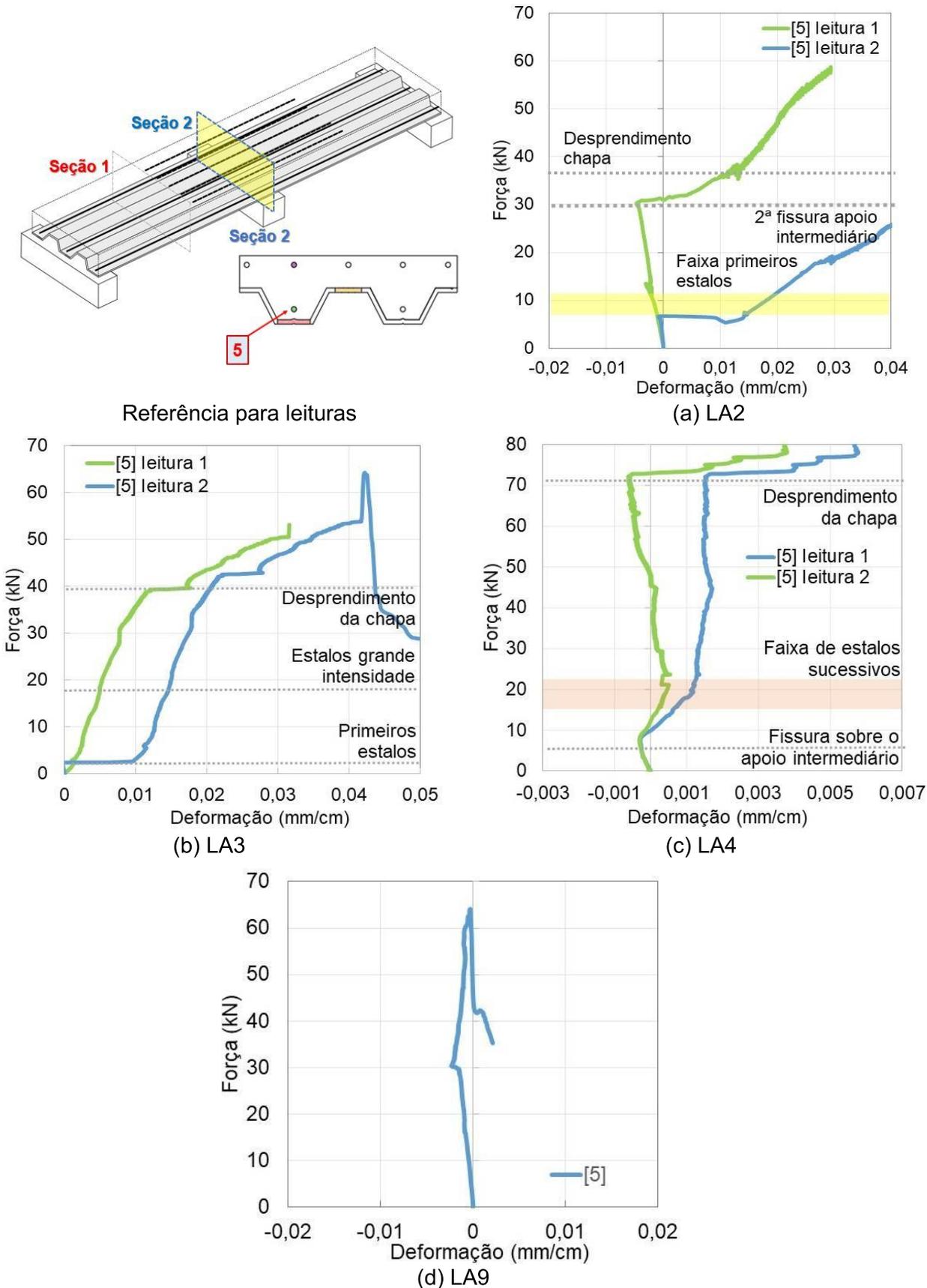


Figura 68 – Alongamento da armadura positiva junto ao apoio intermediário

d) Alongamento armaduras negativas (ponto 6 – Seção 2)

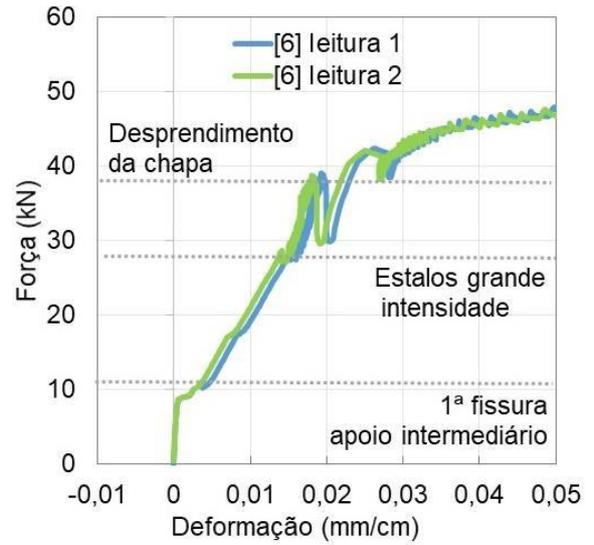
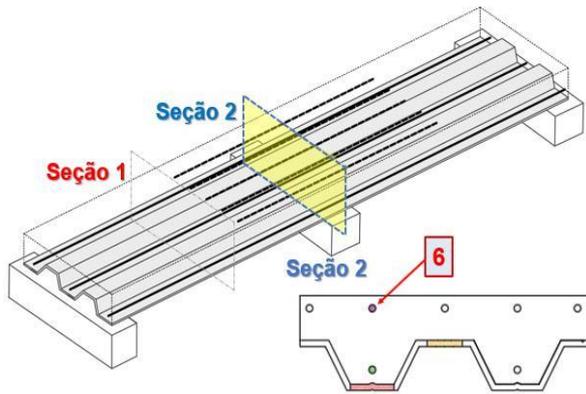
A extensão longitudinal das armaduras negativas – medidas na região do apoio intermediário – da LA5-6, LA7, LA8 e LA9 estão mostradas na Figura 69. As leituras abaixo apresentadas igualmente possibilitam o entendimento do instante em que fissuras no concreto ocorrem, servindo de subsídio para discussões acerca da continuidade.

Em todos os casos, as armaduras negativas foram tracionadas. Correlaciona-se o início da mobilização das armaduras com o princípio da fissuração do concreto junto ao momento negativo. O instante em que isso ocorreu foi variável, sendo por volta dos 8, 19, 4 e 30 kN na LA5-6, 7, 8 e 9, respectivamente, ou seja, no início dos testes. Tal fato converge com as fissuras visualmente identificadas nessa região já no princípio dos ensaios.

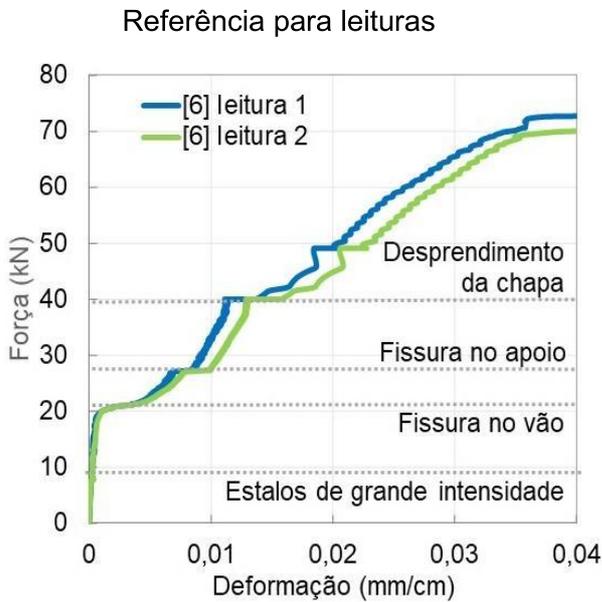
Os resultados da LA8 destoaram da tendência de comportamento sugerida pela LA5-6, 7 e 9, pois (i) nas lajes apenas com armaduras negativas, o aumento do diâmetro fez com que as fissuras do concreto junto ao apoio intermediário fossem postergadas, e que o mesmo pode ser dito para (ii) o uso de ambas as armaduras, positivas e negativas, conforme Figura 69c.

No caso de (i), já foi discutido que a primeira região da laje a ser mobilizada é a de momento negativo. Isso é atribuído a maior resistência da laje aos momentos positivos, onde ela se comporta como um elemento misto, diferentemente da região de momento negativo, mais frágil. O aumento do diâmetro das armaduras negativas faz com que as fissuras ocorram mais tardiamente, i.e., para carregamentos mais elevados, sendo por volta dos 8 kN no caso da LA5-6 (Figura 69a) e de 19 kN no caso da LA7 (Figura 69b). O pico das leituras nesse instante acusa as fissuras referidas.

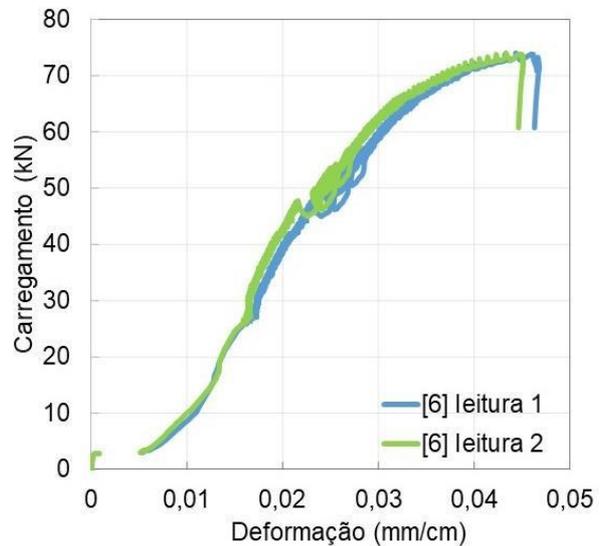
No caso do argumento (ii), a adoção de armaduras positivas combinadas com negativas também aumentou o momento resistente negativo da laje. O menor giro da seção produziu uma redução dos esforços, acusado pelo instante em que foi registada a fissuração, por volta dos 30 kN. O aumento do momento resistente positivo da laje também pode ser usado como justificativa. A menor deformação vertical evidencia a maior rigidez da laje, fazendo com que os esforços de momento negativo junto ao apoio intermediário fossem reduzidos.



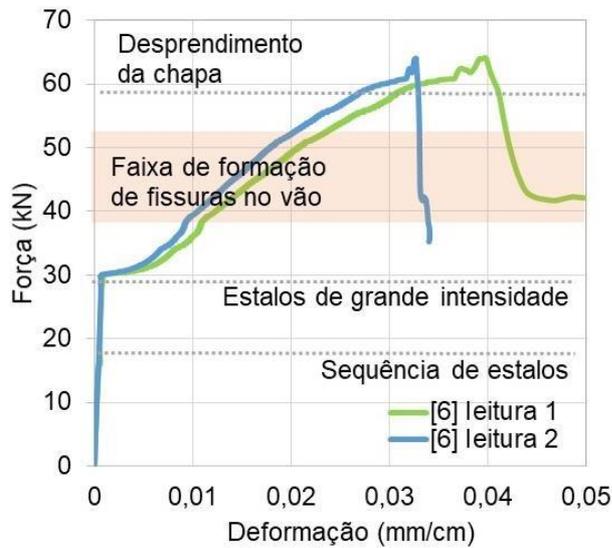
(a) LA5-6



(b) LA7



(c) LA8

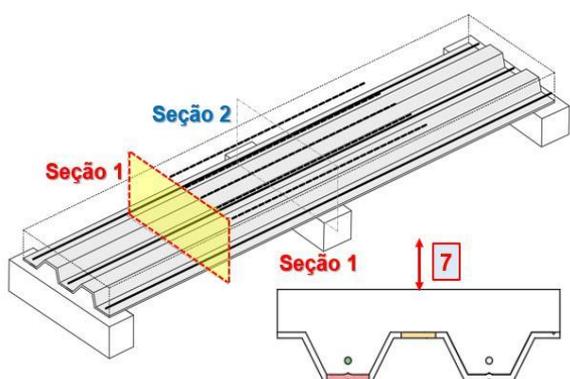


(d) LA9

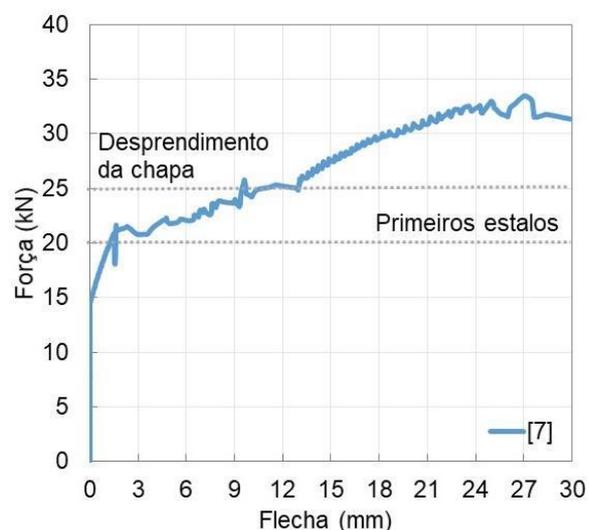
Figura 69 – Alongamento da armadura negativa junto ao apoio intermediário

e) Deflexões verticais (ponto 7 da seção 1)

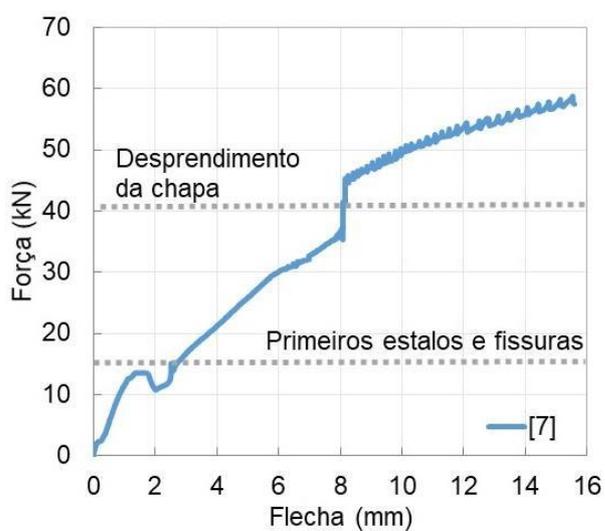
As deformações verticais medidas em laboratório junto a laje LA1 a LA9 estão mostradas na Figura 70. Pela análise das deformações verticais foi possível identificar o instante em que a chapa se desprende da seção. A informação é acusada por um pico no diagrama das leituras laboratoriais, percebida aos 20, 40, 43, 70, 38, 40, 49 e 60 kN na LA1, LA2, LA3, LA4-5, LA7, LA8 e LA9, respectivamente. A não linearidade da curva força vs deformação vertical (flecha) é atribuída às fissuras produzidas no concreto ao longo do carregamento. Essas não linearidades tendem a ser menores caso sejam usadas ambas as armaduras.



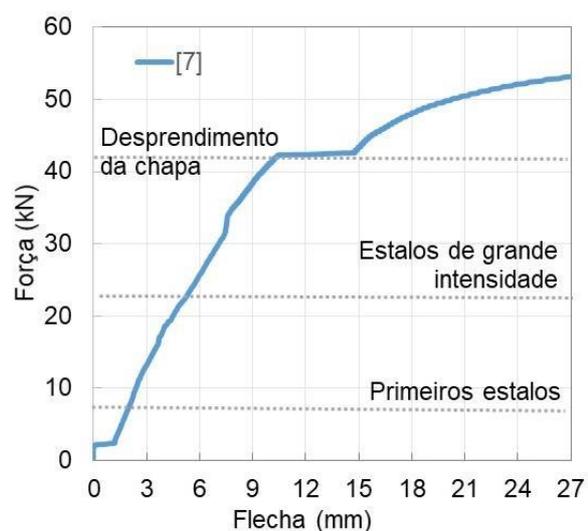
Referência para leituras



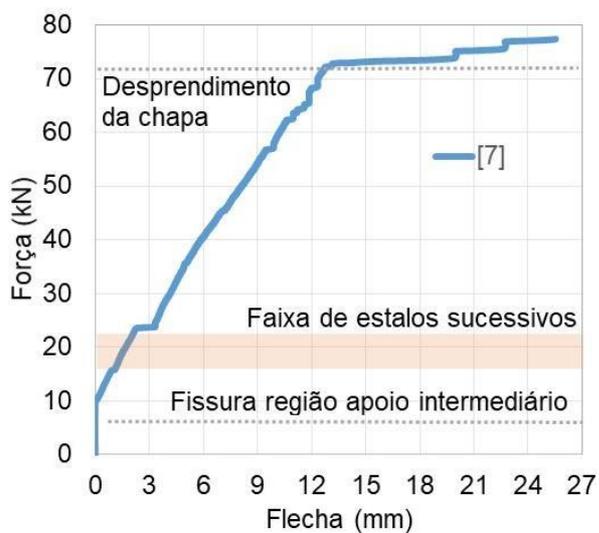
(a) LA1



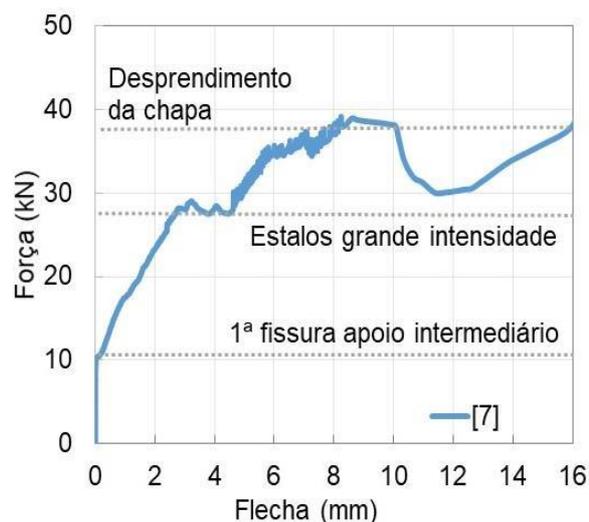
(b) LA2



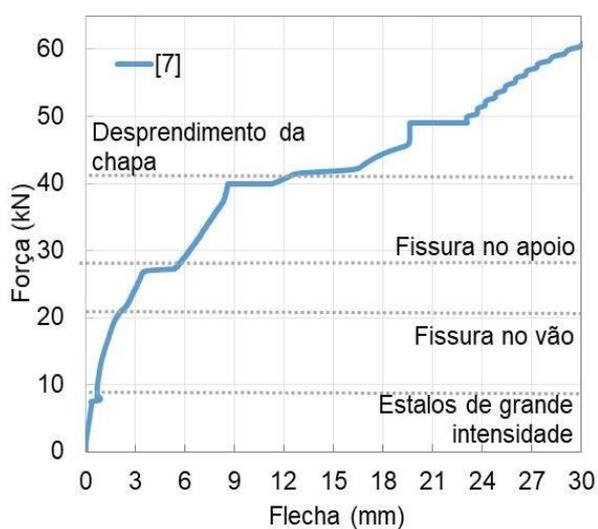
(c) LA3



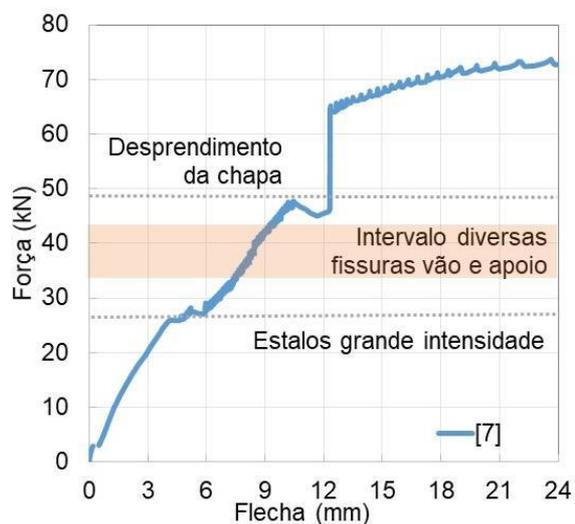
(d) LA4



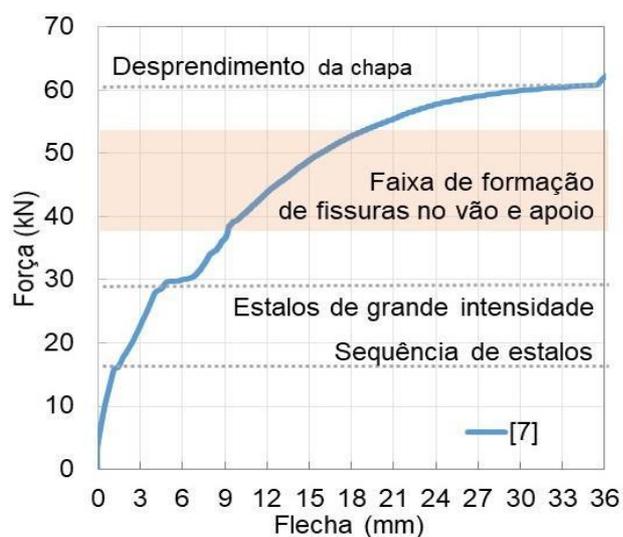
(e) LA5-6



(f) LA7



(g) LA8

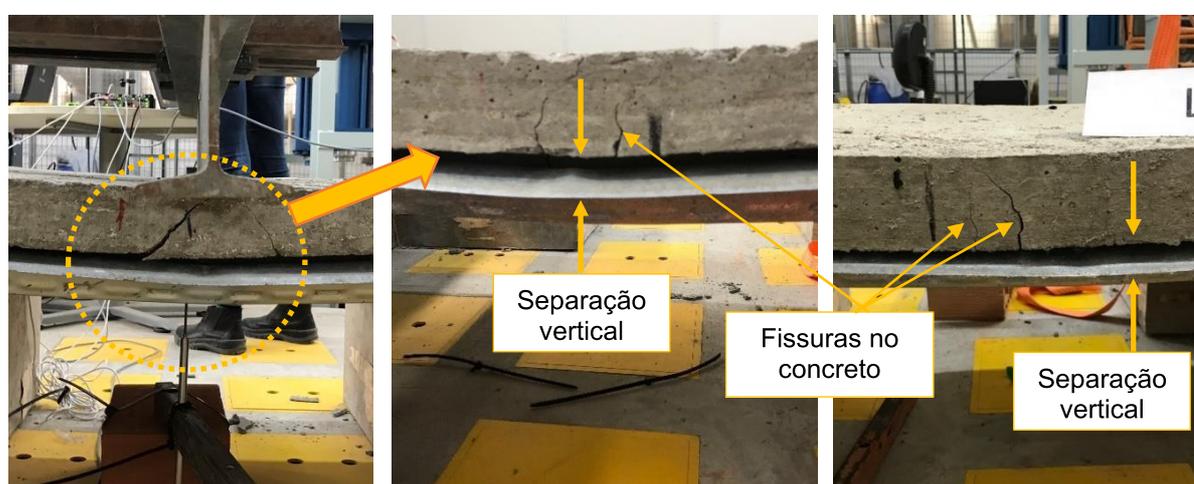


(h) LA9

Figura 70 – Deformações verticais dos protótipos experimentais

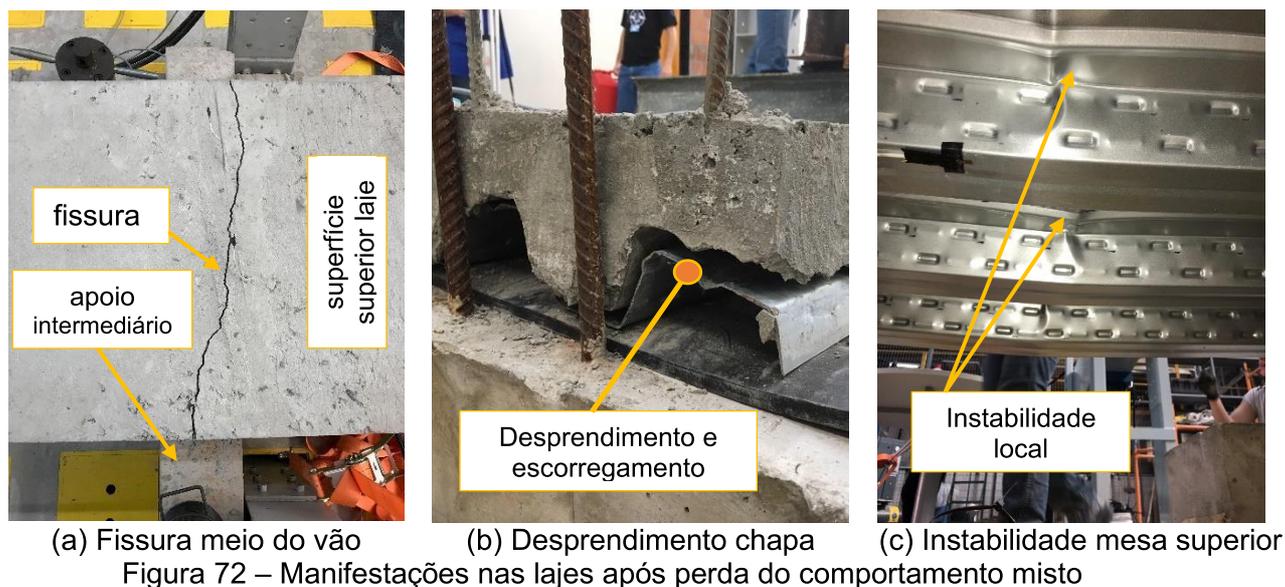
Os resultados mostram que as armaduras são influentes na deformação vertical e desprendimento da chapa. Isso remete também para a redução dos esforços de cisalhamento longitudinal da interface, ratificando Marques (2011), onde foi dito que as armaduras positivas podem absorver parcialmente estes esforços. As armaduras positivas são mais eficientes do que as negativas nesse propósito.

Percebeu-se que a fissuração do concreto ocorre justamente na interface com a chapa, fragilizando a interação entre ambos, inclusive provocando o desprendimento nos instantes finais (Figura 71). Isso enaltece a fragilidade das lajes na aplicação de cargas concentradas, mostrando o problema do ensaio de flexão com dois pontos de aplicação carga, já percebido em outros estudos (BAI et al., 2020; DAR et al., 2020).



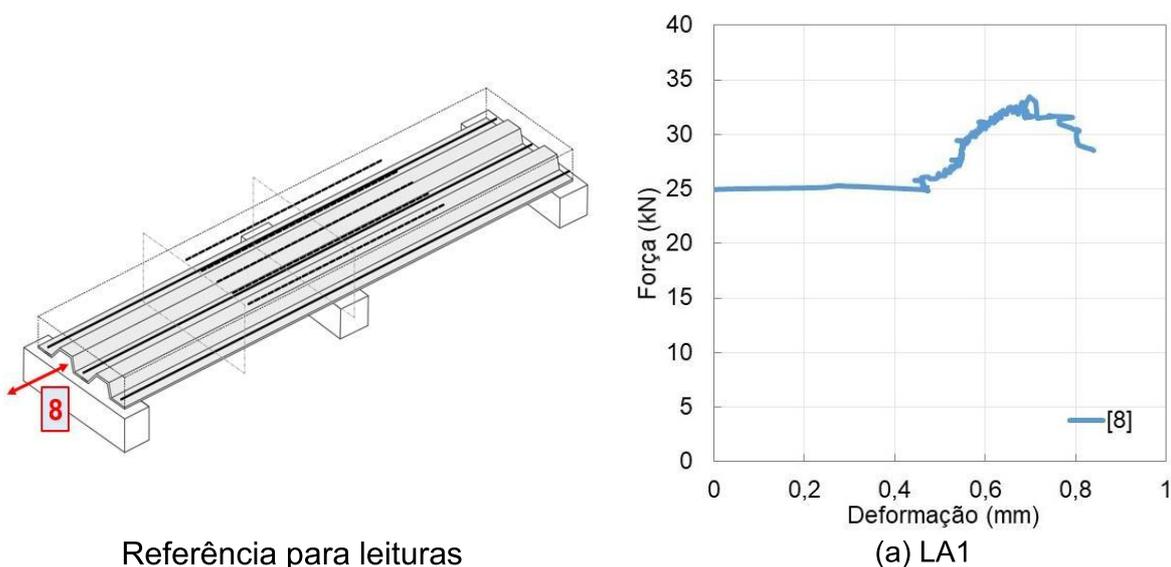
(a) LA1 (b) LA4 (c) LA9
Figura 71 – Fissuras no meio do vão, no ponto de aplicação do carregamento

As fissuras junto ao concreto sempre iniciaram junto ao apoio intermediário, na região de momento negativo (Figura 72a). Com o concreto fissurado e chapa estando desprendida (Figura 72b), a capacidade de redistribuição de esforços entre a chapa e o concreto se perde. Sem a capacidade de comportamento misto, a chapa perfurada se assemelhou a uma placa metálica esbelta submetida a esforços perpendiculares ao seu próprio plano, gerando instabilidades locais (Figura 72c) que induziram ou provocaram o colapso da laje. Essa percepção é reforçada se observado a região da chapa em que a instabilidade local ocorre. A instabilidade ocorreu sempre na mesa superior da chapa que, diferente da inferior, encontra-se comprimida. Logo, a origem do fenômeno provém da flexão da chapa desprendida da seção.



f) Escorregamento relativo chapa-concreto (ponto 8)

Na Figura 73 é mostrada a magnitude do escorregamento relativo entre chapa e concreto registrado nas LA1, 2, 4 e 7, respectivamente. Os resultados das demais não foram registrados em laboratório. A eficiência das armaduras positivas na capacidade de absorção dos esforços de cisalhamento longitudinal repercute, além das deformações verticais e alongamento da chapa anteriormente citados, no escorregamento relativo entre a chapa e o concreto. A falta de armaduras positivas tende a comprometer a interface chapa-concreto na região de momento positivo, pelas fissuras produzidas que provocam desprendimento da chapa aliado à maiores esforços na interface. Isso causa um escorregamento relativo precoce.



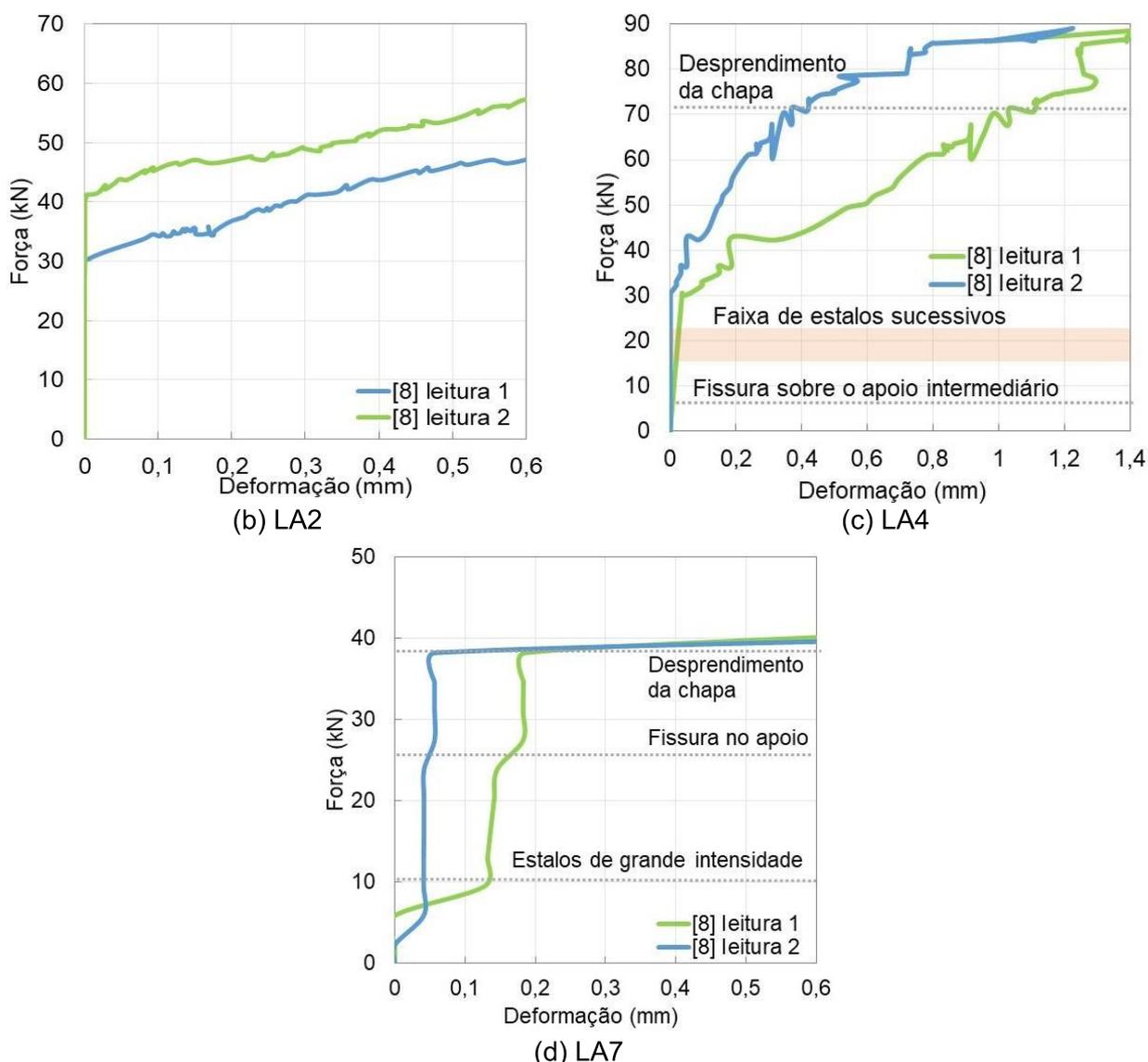
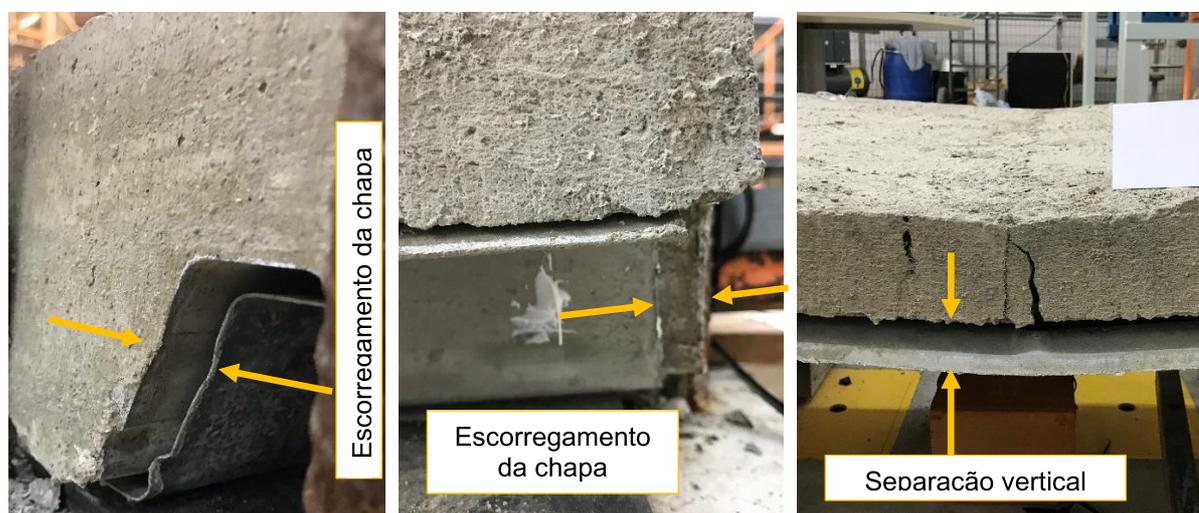


Figura 73 – Escorregamento relativo chapa-concreto

Nas lajes sem armaduras (LA1, Figura 73a) o escorregamento iniciou com o menor carregamento em relação às demais. Por volta de 25 kN houve desprendimento abrupto da chapa, acompanhado laboratorialmente de estalos audíveis, evidenciando a separação da chapa e perda do comportamento misto. O desprendimento abrupto da chapa também foi notado na laje apenas com armaduras negativas (LA7, Figura 73d), reforçando a função das armaduras positivas de não causar um colapso brusco da laje mista quando o desprendimento da chapa ocorre.

Com a incorporação de armaduras positivas, o desprendimento da chapa não provocou a ruptura brusca da laje. Estando o comportamento misto comprometido, a laje continuou a suportar carregamento, fazendo com que o escorregamento da chapa e sua integração mecânica com o concreto continuasse a ocorrer. Isso remete a uma possível transferência de esforços entre ambos e no grau de atrito desta interface. A

Figura 74a e b mostra o escorregamento relativo da chapa na extremidade da laje. Na sequência do carregamento, ao término do ensaio, percebeu-se um desprendimento total da chapa em relação ao concreto, conforme Figura 74c.



(a) Escorregamento chapa (b) Detalhe escorregamento (c) Separação vertical
 Figura 74 – Escorregamento relativo e desprendimento da chapa

3.7.2 Altas temperaturas

As temperaturas de exposição das lajes estão mostradas na Figura 75.

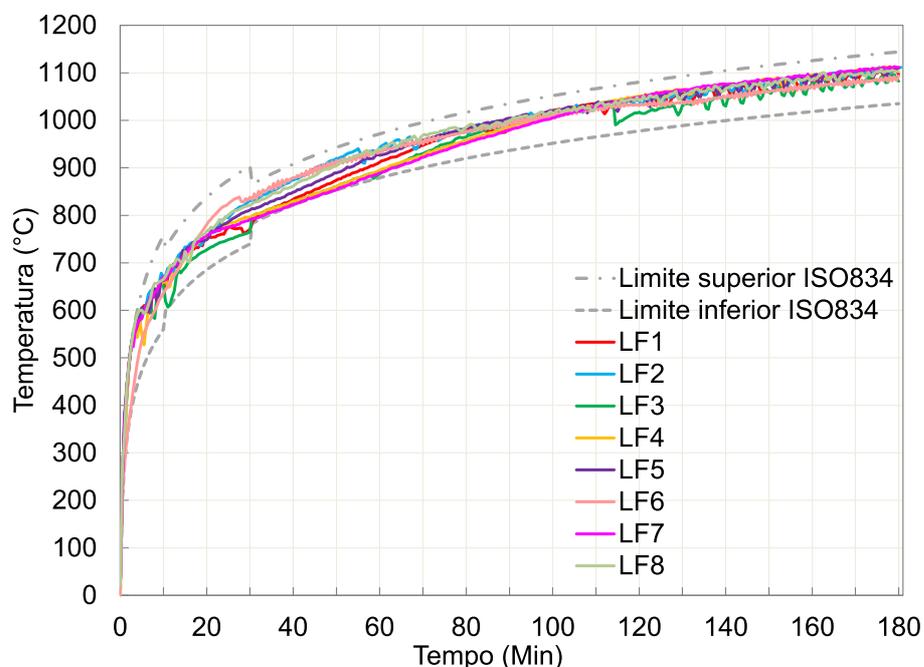


Figura 75 – Curva de temperatura do forno horizontal: ensaio lajes LF1 a LF8

Os limites de variação da curva padronizada da ISO 834 ($\pm 15\%$ nos primeiros 10 min, $\pm 10\%$ até 30 min e $\pm 5\%$ após os 30 min) foram respeitados integralmente.

a) Comportamento das lajes ao fogo

A evolução das fissuras e deformações das lajes ao longo do seu aquecimento é mostrada na Figura 76a-f. As figuras foram dispostas na sequência da evolução das temperaturas e tempo da ISO 834.

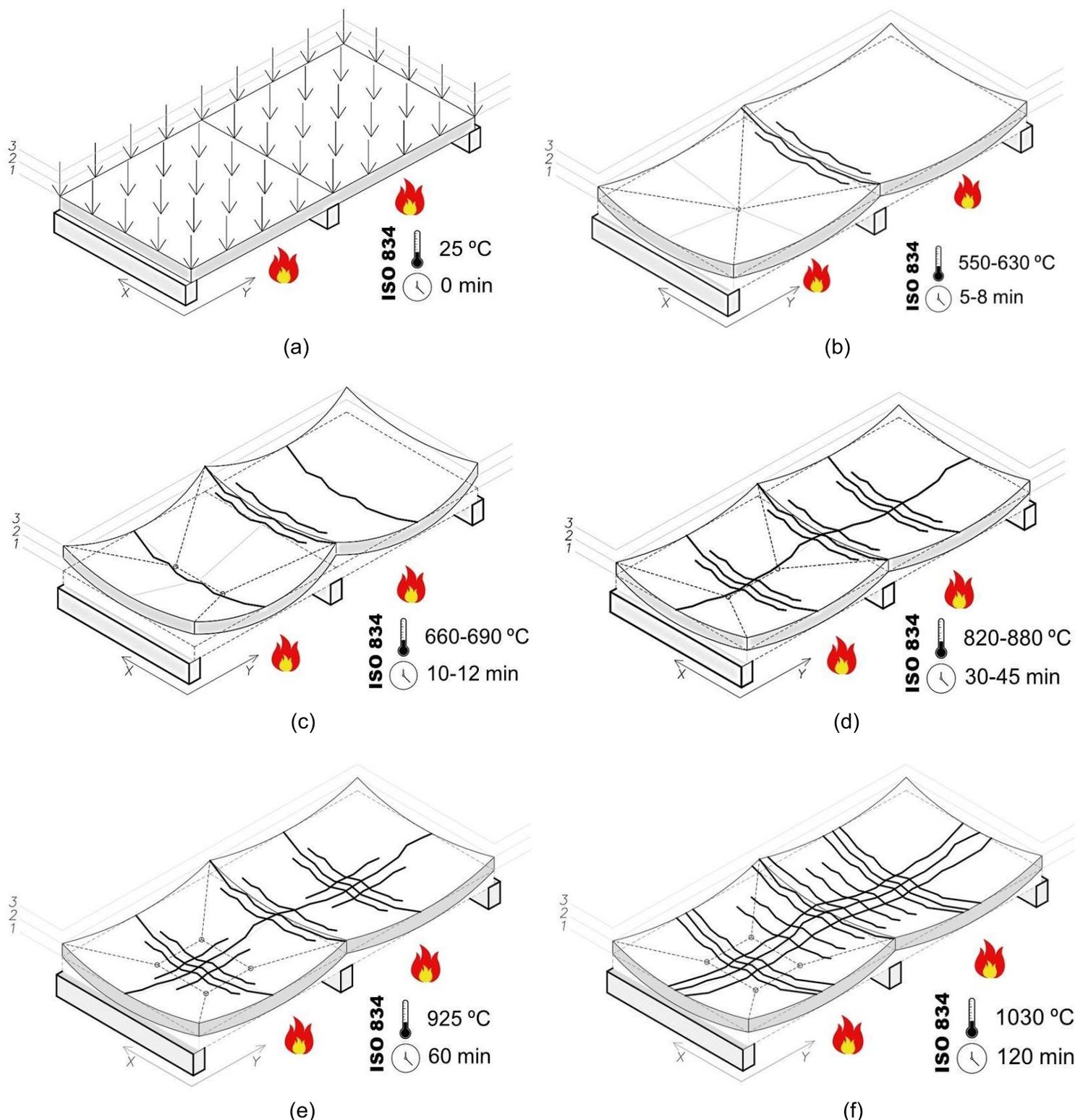


Figura 76 – Performance da laje na relação tempo-temperatura da ISO 834

Na análise das deformações, adotaram-se três referências no plano horizontal da laje, chamadas de patamar 1 a 3 de deformação.

O ensaio iniciou com a laje íntegra (patamar 1), sem qualquer deformação, com o carregamento distribuído uniformemente na sua superfície, conforme mostrado na Figura 76a, tomada como sendo o instante inicial ($t=0$ min). Entre 5 e 8 min de ensaio, em média, o encurvamento da laje iniciou, notando-se a ligeira elevação das bordas (patamar 2), proveniente da dilatação térmica não uniforme na seção nas direções (x e y – largura e comprimento) do seu plano principal. Esse instante foi acompanhado por fissuras na superfície do concreto adjacente ao apoio intermediário (Figura 76b e Figura 77). Nesse instante, houve o desprendimento da chapa (Figura 78), marcados por manifestações audíveis (estalos) de grande intensidade. A expansão térmica da laje continuou a ocorrer sobretudo na direção y (comprimento). As deformações das bordas continuavam.

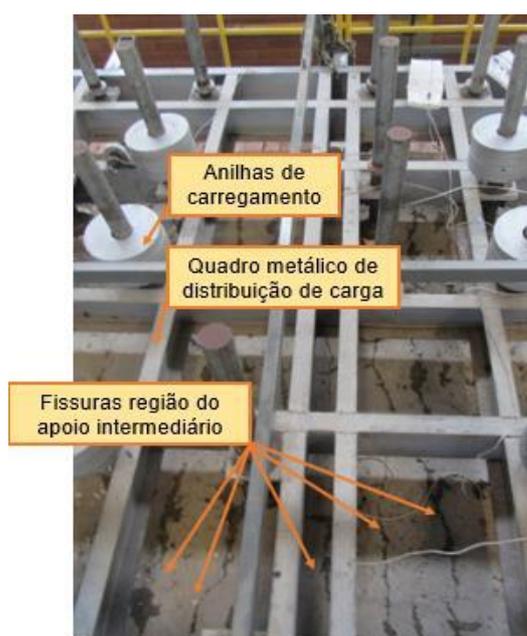


Figura 77 – Fissuras na laje na região do apoio intermediário



Figura 78 – Separação vertical concreto-chapa e levantamento de borda

Por volta dos 10 min, já com a chapa parcialmente desprendida do concreto, uma segunda fissura principal ocorreu, desta vez na região de momento positivo (Figura 76c e Figura 79). A partir do levantamento das bordas e com a laje já fissurada na região de momento negativo e momento positivo, uma terceira fissura longitudinal, atravessando toda a laje, foi percebida por volta dos 30-45 min (Figura 76d e Figura 80), com a deformação atingindo o patamar 3. Estima-se que nesse instante houve a

perda do mecanismo de membrana e efeito *thermal bowing* produzido na laje, pois a fissura foi acompanhada pelo início da redução das deformações junto aos cantos, voltando ao patamar 2, cessando aos 60 min. Novas fissuras, paralelas a principal e distantes 40 cm, ocorreram por volta de 60 min (Figura 76e). Aproximadamente aos 120min, fissuras longitudinais se propagaram em toda a extensão y da laje.

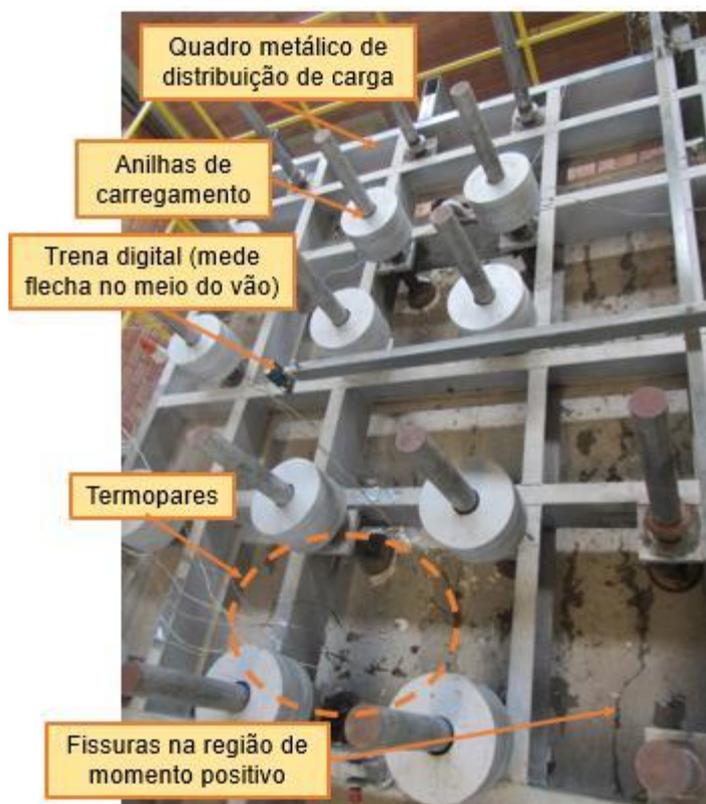


Figura 79 – Fissura na região de momento positivo

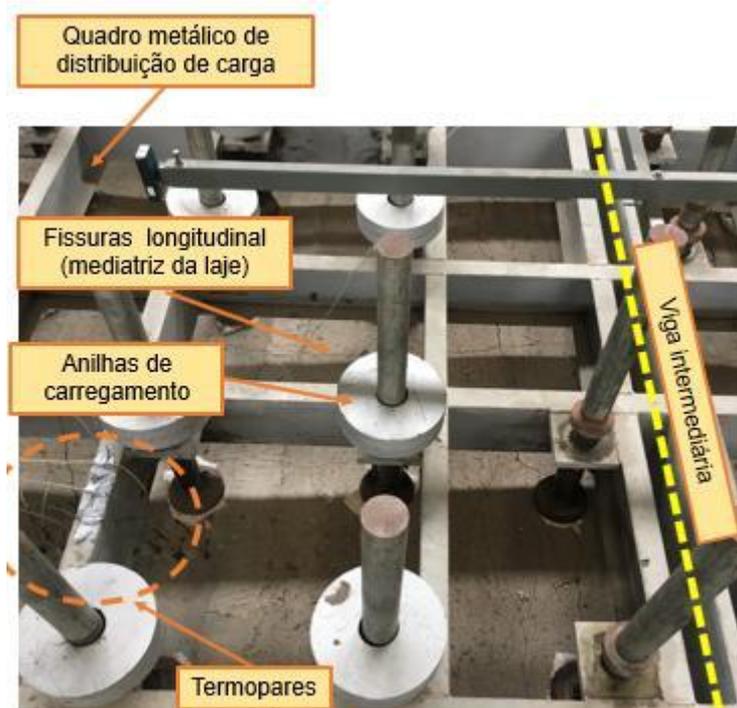


Figura 80 – Fissura longitudinal

As primeiras fissuras acompanharam o instante de início do desprendimento da chapa, próximo aos 5 min (Figura 81a). Em laboratório, o desprendimento da chapa era seguido de grandes estalos na laje. A extensão térmica da chapa perfilada pode ter sido uma justificativa do fenômeno (Figura 81b). A primeira região comprometida da laje foi a do momento negativo, junto ao apoio intermediário, onde formaram-se as primeiras fissuras.

As fissuras parecem ter alterado a estaticidade estrutural da laje. Os momentos positivos aumentaram e, com a interação entre a chapa e o concreto comprometida, formaram-se fissuras nessa região por volta dos 10 min, iniciando a separação vertical entre ambos (Figura 81b e c). Com a sequência do ensaio, as propriedades mecânicas do aço da chapa foram reduzidas, aumentando a sua separação vertical (Figura 81d).

Estando a chapa perfilada com resistência mecânica reduzida e o efeito de membrana mobilizado, por volta de 45-60 min a separação vertical entre ambos já era evidente (Figura 81e). Fissuras paralelas às relatadas foram formadas.



(a) 5 min



(b) 10 min



(c) 25 min



(d) 45 min



(e) 60 min

Figura 81 – Evolução do desprendimento da chapa perfilada do concreto

b) Distribuição de temperaturas na seção

A distribuição de temperatura na região A e B da seção e junto as armaduras são dadas na Figura 82, Figura 83 e Figura 84, respectivamente. Elas referem-se a média dos 8 protótipos de lajes analisados nesse estudo e obedecem ao critério da Figura 60.

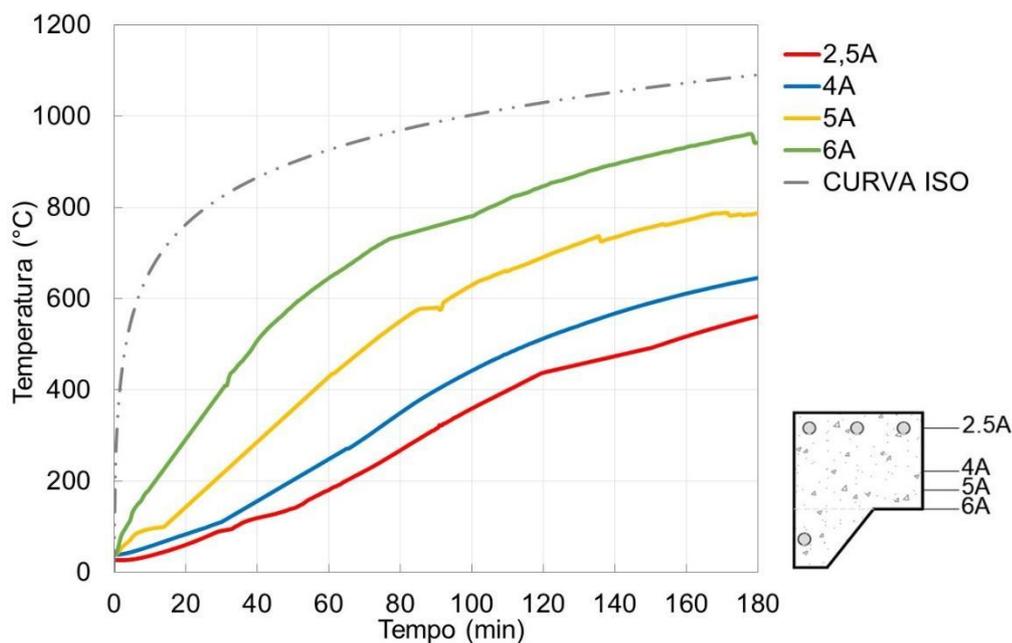


Figura 82 – Temperatura no concreto do alinhamento A da seção

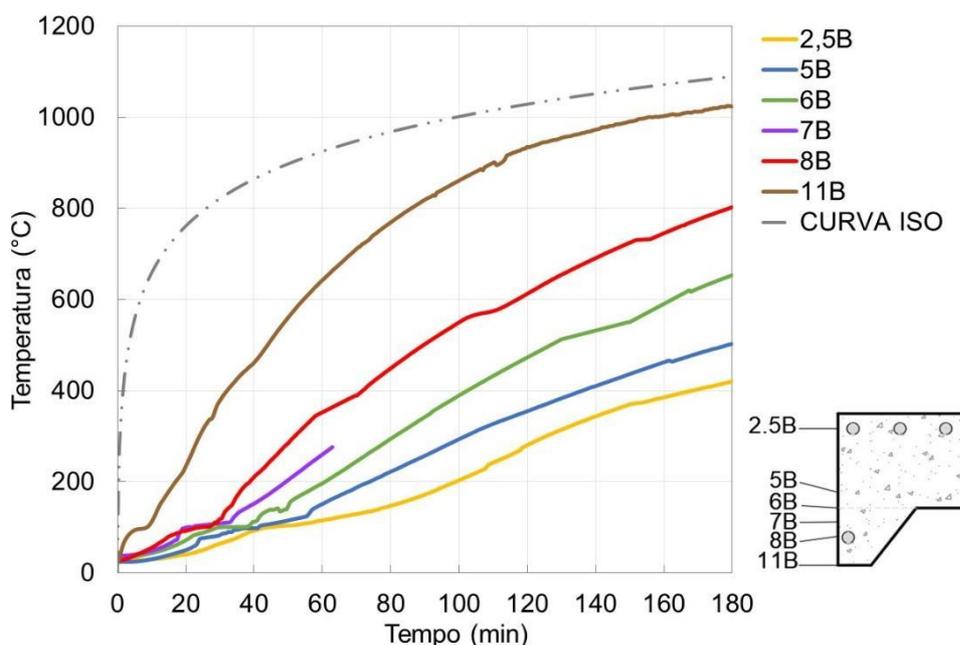


Figura 83 – Temperatura no concreto do alinhamento B da seção

Comparando as temperaturas no alinhamento A e B, percebe-se que elas não se distribuem uniformemente na seção. A tendência da seção A – menos espessa – ter um aquecimento maior em relação a seção B – mais espessa – foi percebida. Isso dificulta a definição de uma temperatura representativa dessa seção. A parcela da laje constante na seção B fica, portanto, mais protegida da ação das temperaturas do que a seção A. A evolução das temperaturas nas armaduras positivas e negativas estão

mostradas na Figura 84. Já na Figura 85, as temperaturas da mesa inferior e superior da chapa.

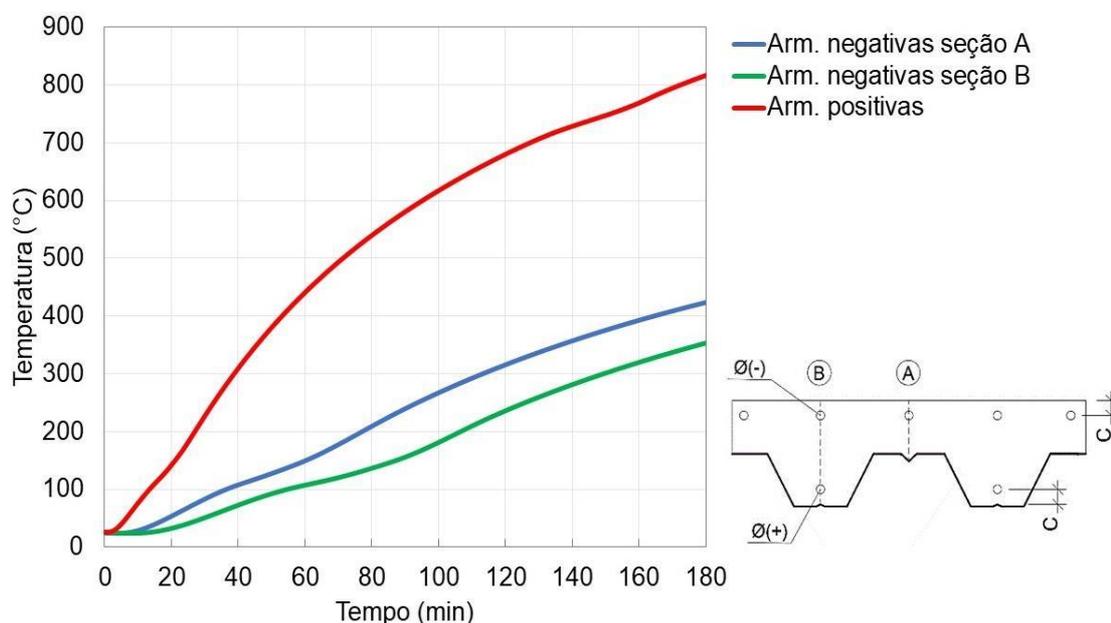


Figura 84 – Temperatura nas armaduras positivas e negativas

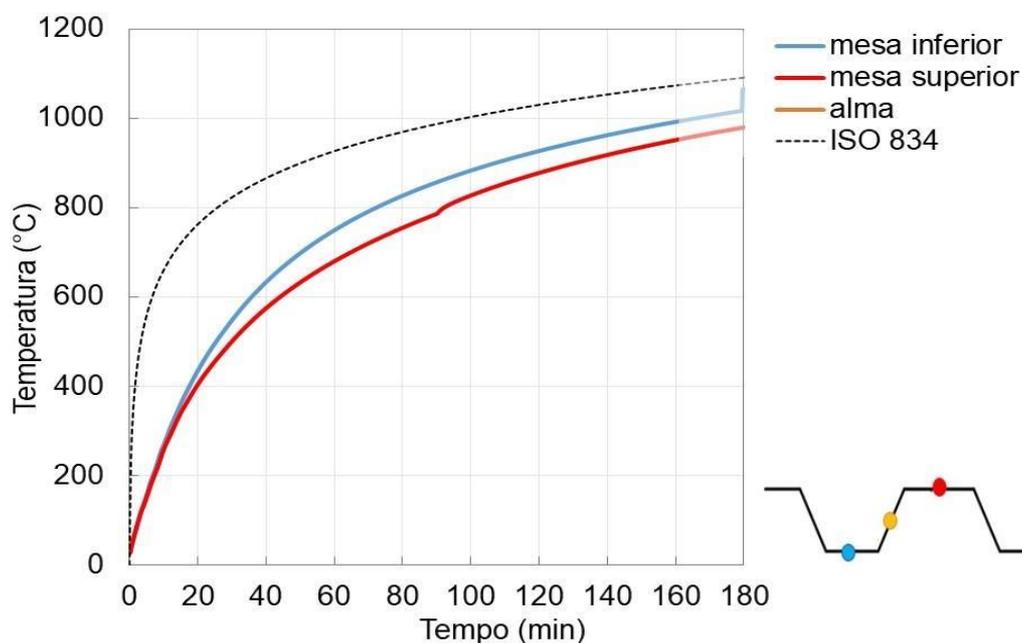


Figura 85 – Temperatura mesa inferior e superior da chapa perfilada

A Tabela 15 detalhou as temperaturas das camadas de concreto da Figura 82 e Figura 83, sendo TM a temperatura média das 8 lajes experimentalmente avaliadas e DP o desvio padrão dessas respectivas médias, em percentagem. A tabela mostrou que, no início do ensaio ($t = 0$ min), o DP foi da ordem de 5°C , o que representou DP

de 20% da TM. Já aos 180 min, o DP foi da ordem de 100 °C, com a variação de 15% em relação as médias de temperaturas de cada camada. Dada a heterogeneidade do concreto e as fissuras produzidas (ver Figura 76), entende-se que o DP é aceitável.

Tabela 15 – Temperatura média (TM) e desvio padrão (DP) do concreto

Camada de concreto		ISO 834 (min)						
		0	30	60	90	120	150	180
2.5 A	TM (°C)	26,6	91,1	180,6	315,3	438,1	491,7	561,9
	DP (%)	18,8	16,9	16,1	10,5	15,1	15,6	14,7
4.0 A	TM (°C)	38,9	110,4	248,4	399,8	513,1	592,3	646,0
	DP (%)	17,9	22,0	20,0	17,1	16,8	16,1	15,1
5.0 A	TM (°C)	38,7	241,5	428,6	580,0	691,4	756,4	787,1
	DP (%)	13,9	9,1	9,5	9,6	8,7	9,9	10,3
6.0 A	TM (°C)	39,4	398,3	644,7	759,1	846,6	913,6	941,1
	DP (%)	15,7	9,7	6,9	6,4	9,7	9,2	12,1
2.5 B	TM (°C)	27,9	64,6	115,4	171,9	280,3	369,7	420,0
	DP (%)	19,3	21,0	10,4	14,1	16,4	16,0	11,8
5.0 B	TM (°C)	24,0	83,5	151,3	257,2	355,3	436,9	502,9
	DP (%)	22,9	14,1	16,3	15,6	18,2	16,9	18,8
6.0 B	TM (°C)	34,1	100,0	196,2	341,7	472,3	549,8	652,6
	DP (%)	15,8	5,2	28,0	22,2	18,8	16,1	16,1
8.0 B	TM (°C)	27,9	118,9	353,1	502,4	612,9	725,0	802,8
	DP (%)	19,7	15,4	17,1	12,1	11,7	10,3	12,4
11.0 B	TM (°C)	23,1	379,2	642,8	819,0	935,1	990,5	1023,6
	DP (%)	22,1	11,0	8,1	9,7	8,9	6,3	4,7

No concreto, a parcela de menor espessura – seção A – foi mais aquecida do que a mais espessa – seção B – (ver critério da Figura 60). Na espessura de 2,5cm, notou-se que a temperatura média no ponto 2,5A, aos 180 min, foi 561,9°C, e no 2,5B foi de 420,1°C. Isso mostrou que a camada menos espessa, no alinhamento de 2,5cm, teve temperaturas 33,75% superiores em relação a mais espessa da laje. Na camada de 50 mm, aos 180 min, o ponto 5,0A mostrou a leitura de 787,15°C, ao passo que o 5,0 B, de 502,95°C. Isso evidenciou que a camada menos espessa teve temperaturas 56,5% superiores em relação a mais espessa. Na camada de 60 mm, a temperatura no 6,0A foi de 941,1°C ao passo que no 6,0B de 652,60°C aos 180 min, uma diferença de 44,2%.

Na Tabela 16 são mostrados os valores equivalentes da Tabela 15 para as armaduras positivas (+) e negativas (-). O DP das armaduras foram menores do que aqueles coletados na respectiva camada de concreto do seu entorno. Isso mostra que há uniformidade das temperaturas médias das armaduras. O concreto é susceptível a

fissuras o que, além da sua heterogeneidade, promove maiores DP das suas leituras. O máximo DP foi de 16,6%, mas geralmente os valores foram menores do que 10%. As armaduras negativas de Ø10 mm na seção A não foram coletadas em laboratório.

Tabela 16 – Temperatura média (TM) e desvio padrão (DP) das armaduras

Armadura (diâmetro)		ISO 834 (min)						
		0	30	60	90	120	150	180
Ø6,3 (+)	TM (°C)	25,0	196,8	487,4	684,9	820,1	915,8	977,2
	DP (%)	2,2	2,5	2,4	5,9	7,7	11,4	9,6
Ø10 (+)	TM (°C)	27,2	109,5	350,6	553,7	634,5	787,8	848,7
	DP (%)	2,0	13,0	16,6	14,3	12,2	13,1	9,8
Ø6,3 (-) Seção A	TM (°C)	25,0	72,3	157,1	296,2	418,7	480,7	523,8
	DP (%)	2,7	8,2	3,0	3,8	6,6	9,8	13,2
Ø6,3 (-) Seção B	TM (°C)	24,0	57,8	96,1	174,0	256,0	350,7	433,1
	DP (%)	3,2	12,9	10,7	14,2	6,3	2,3	1,2
Ø10 (-) Seção B	TM (°C)	24,8	50,9	91,8	182,4	266,0	332,9	390,1
	DP (%)	3,1	4,2	7,6	6,8	5,7	9,5	8,7

Na perspectiva das armaduras, a média das positivas indicou a temperatura crítica de 500°C pouco após 60 min da ISO 834. Ao fim do ensaio, a resistência delas foi praticamente desprezível se considerado os coeficientes de redução da EN 1992-1.2 (CEN, 2010). As barras negativas estavam mais protegidas, havendo influência do seu posicionamento na seção. As armaduras instaladas na seção A apresentaram, ao término do ensaio, temperaturas da ordem de 100°C superiores em relação a parte mais espessa, a seção B, evidenciando a existência de uma região ótima de instalação das mesmas em projeto.

A Tabela 17 mostrou os valores equivalentes para chapa perfilada. São listados apenas os valores da mesa inferior e superior pois as temperaturas na alma não foram coletadas em laboratório. Os valores do DV foram pequenos devido à baixa variação da TM durante o ensaio. Os valores do DV não excederam 10%, remetendo a confiabilidade do uso dessas temperaturas na calibração do modelo numérico.

Tabela 17 – Temperatura média (TM) e desvio padrão (DV) da chapa perfilada

Chapa perfilada		ISO 834 (min)						
		0	30	60	90	120	150	180
Mesa superior	TM (°C)	39,4	398,3	644,7	759,1	846,6	913,6	941,1
	DP (%)	15,7	9,7	6,9	6,4	9,7	9,2	12,1
Mesa inferior	TM (°C)	23,1	379,2	645,8	819,0	935,1	990,5	1023,6
	DP (%)	22,1	11,0	8,1	9,7	8,9	6,3	4,7

Os pontos 6A e 11B permitiram estimar as temperaturas na interface com a chapa. Apesar de ser exposta a curva ISO 834 pela sua face inferior (Figura 86), a temperatura na face do concreto adjacente a chapa foi sempre inferior a curva padrão da los 834, reforçando que a emissividade térmica do aço e a camada de ar oriunda do desprendimento da chapa (Figura 81 e Figura 87) foi influente nas leituras. Em nenhum caso teve-se o colapso.

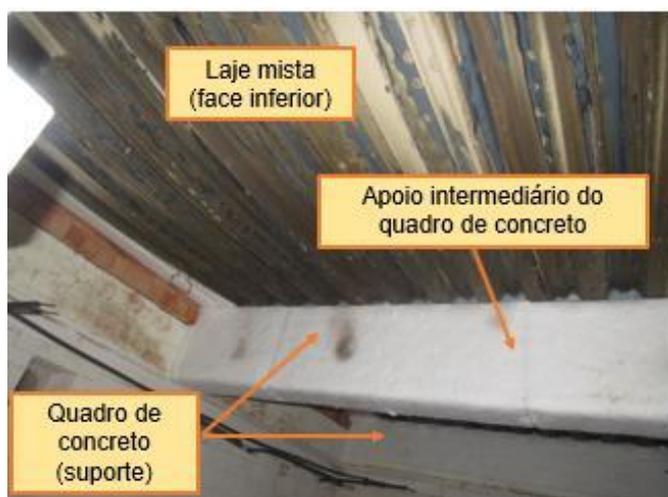


Figura 86 – Vista inferior da laje, após ensaio



Figura 87 – Desprendimento da chapa perfilada do concreto

c) Isolamento térmico

As temperaturas médias da face não exposta ao fogo de cada laje LF estão mostradas na Figura 88.

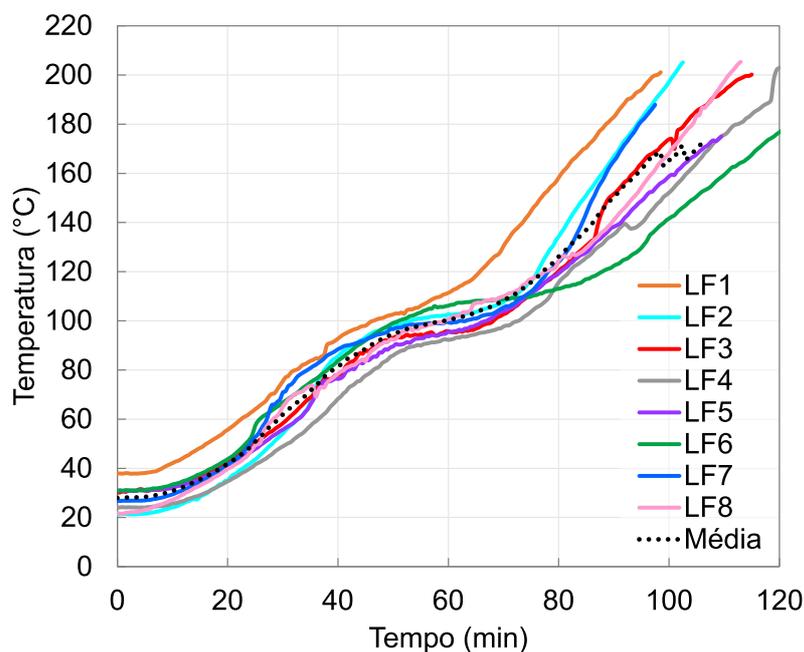
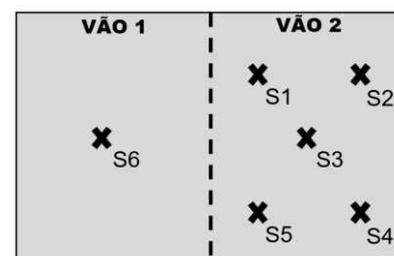


Figura 88 – Isolamento térmico das lajes experimentalmente avaliadas



Excetuando-se a temperatura de início de cada ensaio e admitindo 140°C como a temperatura limite para que o requisito seja atendido, é possível verificar que essas lajes atenderam ao critério por 90 min. Os diferentes arranjos de armaduras e, no caso da LA6, de carregamentos aplicados, não mostraram influência nas leituras na face não exposta ao fogo.

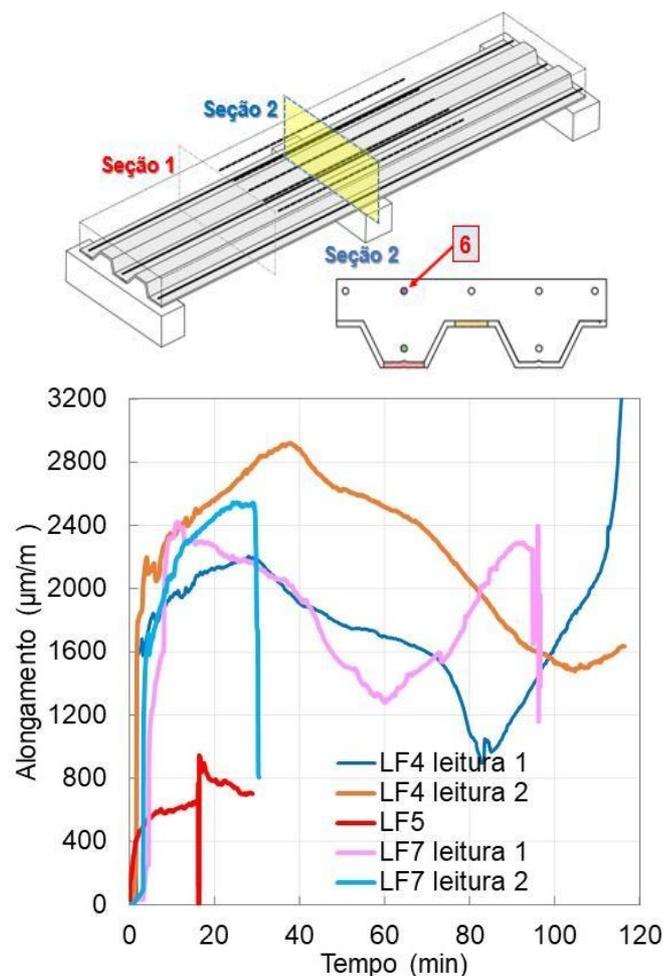
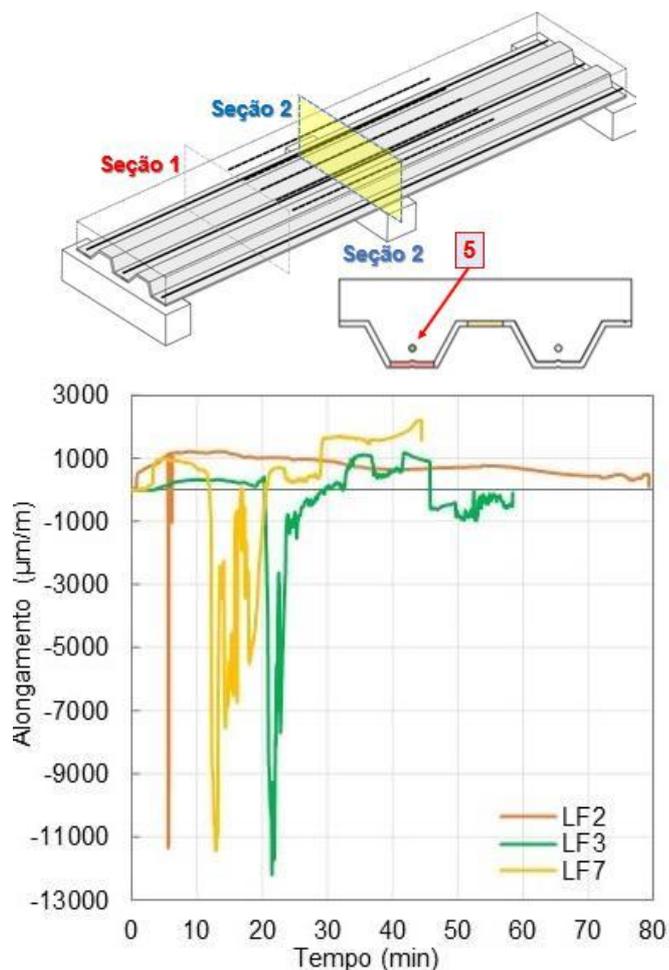
d) Alongamento das armaduras (ponto 5 e 6 da seção 1)

A deformação longitudinal das armaduras positivas está mostrada na Figura 89 e das armaduras negativas na Figura 90.

Nas armaduras positivas, as leituras da LF2, 3 e 7 mostram que, a adjacência do apoio intermediário, elas não foram submetidas a esforços significativos ao longo do ensaio. Entretanto, os picos das leituras enaltecem o instante de fissuração do concreto, reforçando que isso ocorre já nos instantes iniciais de exposição, já debatido na Figura 76. Os maiores diâmetros tendem a postergar esta fissuração, pois a LF2 acusou formação de fissuras antes da LF3. As primeiras fissuras junto a região de momento negativo da LF2 ocorrem por volta de 6 min de ensaio, ao passo que na LF3 por volta dos 15 min. Ambas as leituras convergem ao que visualmente foi identificado (ver a Figura 76). Há a perda da continuidade no princípio da exposição.

O alongamento das armaduras negativas da Figura 90 mostra uma mobilização semelhante em barras de mesmo diâmetro. No caso da LF4 e LF7, com Ø6,3 mm, a mobilização foi notada desde os instantes iniciais, reforçando uma fissuração precoce no concreto do apoio intermediário. O momento negativo é o primeiro a ser mobilizado, como também já foi percebido por Javaheriafif (2017) e Guo (2012), complementado por Usmani *et al.* (2012).

A Figura 90 mostra que entre 30-40 min o alongamento das barras negativas foi reduzido, possivelmente atrelado ao desprendimento do extensômetro de lâmina. No caso das barras de 10 mm, o que se notou foi uma menor mobilização. O fato pode estar atrelado a maior resistência que elas propiciam à seção transversal. A relação de momento solicitante *versus* resistente é pequena, fazendo com que as armaduras negativas sejam menos tensionadas. A leitura das deformações foi interrompida pouco antes dos 30 min.



e) Deflexões (ponto 7 - Seção 1)

Na Figura 91 e Figura 92 estão mostrados os deslocamentos verticais das lajes no primeiro se segundo trecho (vão 1 e vão 2 – ponto 7 da Seção 1 conforme critério da Figura 54b), respectivamente, medidas nos 180 min do ensaio de laboratório.

A LF1 mostrou os maiores deslocamentos devido a menor rigidez da sua seção. A sua deformada superou 90 mm ao término das análises. Na LF2 e LF3, o aumento do diâmetro das barras indicou a redução da deformação vertical, cuja diferença ao término superou 10 mm. Comparando LF4 e LF5, notamos conclusões semelhantes. Apesar da sutil diferença da magnitude das deformadas entre ambas ao término do ensaio, ao longo dos testes notou-se deformações de até 10 mm superiores a LF4, que possuía o menor diâmetro frente a LF5. As LF5, 6 e 7, com armaduras positivas e negativas, apresentaram as menores deformações. Na LF6, o equipamento de leitura apresentou falha.

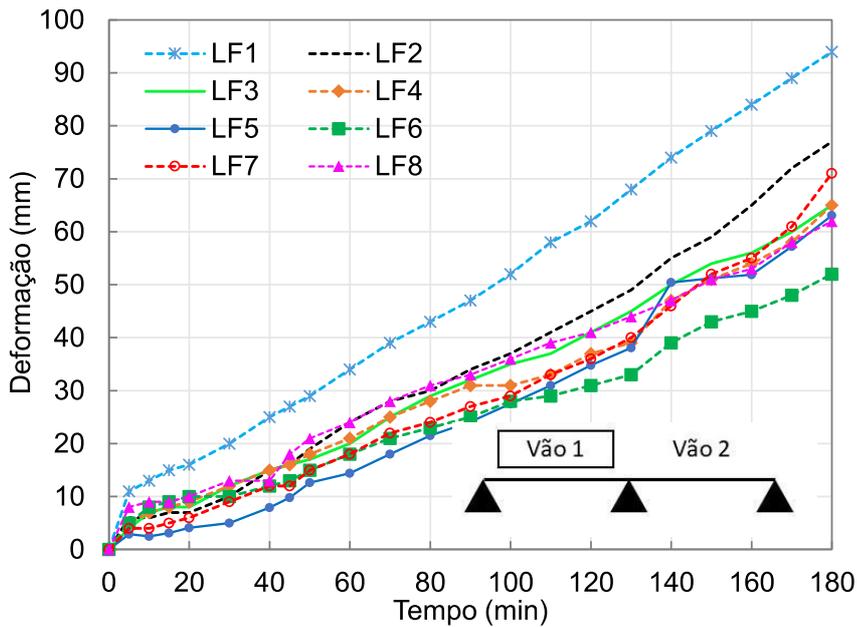


Figura 91 – Deformações (flechas) no vão 1 das lajes avaliadas em laboratório

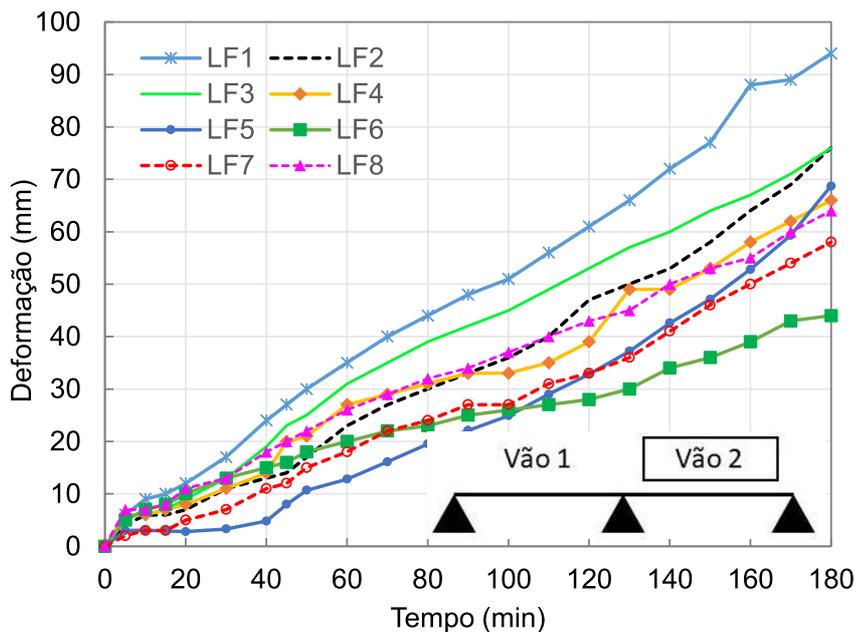
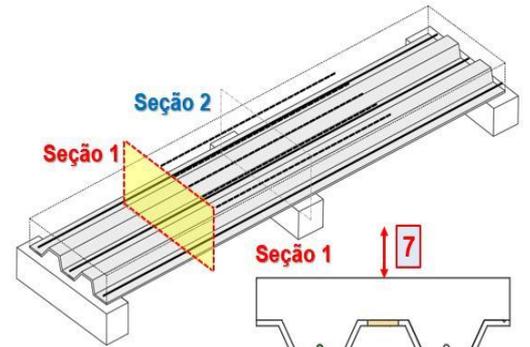


Figura 92 – Deformações (flechas) no vão 2 das lajes avaliadas em laboratório

As armaduras reduzem a deformação vertical. Nas barras positivas, a diferença da deformação vertical frente as lajes sem armaduras foram até 14 mm menores no caso de lajes com $\varnothing 6,3$ mm e de até 28 mm com $\varnothing 10$ mm. As armaduras negativas tiveram maior efetividade face as positivas nos instantes iniciais. No comparativo com a laje sem armadura, as deformações com barras negativas foram até 28 mm menores, independente do diâmetro. Cabe destacar que o resultado obtido foi idêntico ao caso da laje com barras positivas de $\varnothing 10$ mm. As lajes ensaiadas nesse estudo

mostraram uma redução de 35% das deformações em relação ao estudo de Pantousa e Mistakidis (2012), o qual, apesar de igualmente analisadas de modo contínuo, possuíam quase o dobro do vão admitido, mostrando-nos a influência dessa variável na estabilidade da laje ao incêndio.

f) Escorregamento relativo chapa-concreto (ponto 8)

A Figura 93 mostra o escorregamento relativo entre a chapa e o concreto.

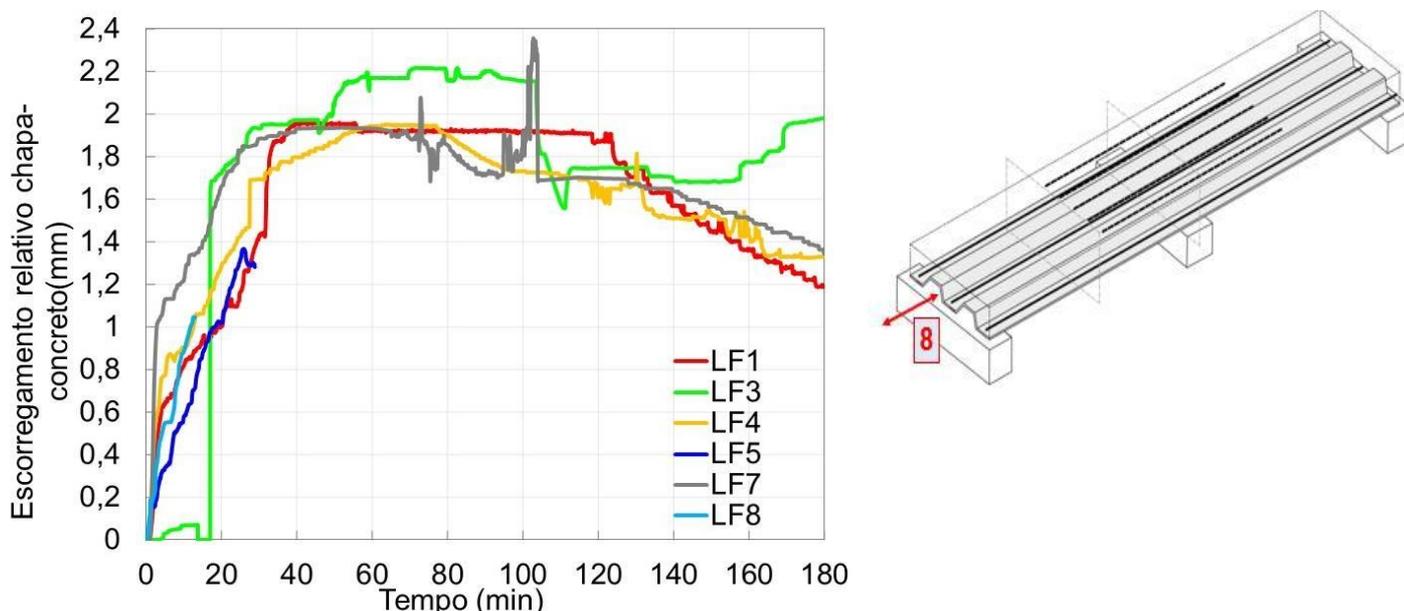


Figura 93 – Escorregamento relativo entre a chapa e o concreto

Houve um aumento até 30-40 min iniciais, estabilizando-se por um período de tempo curto e reduzindo até o final do programa de aquecimento da laje. Nos instantes iniciais, estima-se que a expansão térmica da chapa governou as leituras, ratificando-nos acerca do seu desprendimento frente ao concreto, o que foi experimentalmente constatado e mostrado na Figura 81 a Figura 87.

Na faixa dos 30 a 40 min, as temperaturas na chapa foram de 500 a 600°C. Segundo o EN 1993-1.2, nessa faixa o aço perde 40 a 70% de sua resistência. Havendo o desprendimento total da chapa frente ao concreto no intervalo de tempo, a laje começou a aumentar a sua deformação vertical. Essa faixa de temperatura convergiu com aquela em que ocorreu o alívio de tensão nas armaduras negativas, já discutidas na Figura 90. Nessa faixa de temperatura ocorreram picos de leitura das deformações térmicas na Figura 95 e Figura 94, mostradas na sequência, o que reforça a teoria. O equipamento da LF6 teve falha.

g) Deslocamentos de cunho térmico (ponto 9)

Os deslocamentos promovidos pela dilatação térmica da laje junto a mediatriz (meio) e a borda estão mostrados, respectivamente, na Figura 94 e Figura 95. Não foi feita a leitura em laboratório das lajes que não estão mostradas.

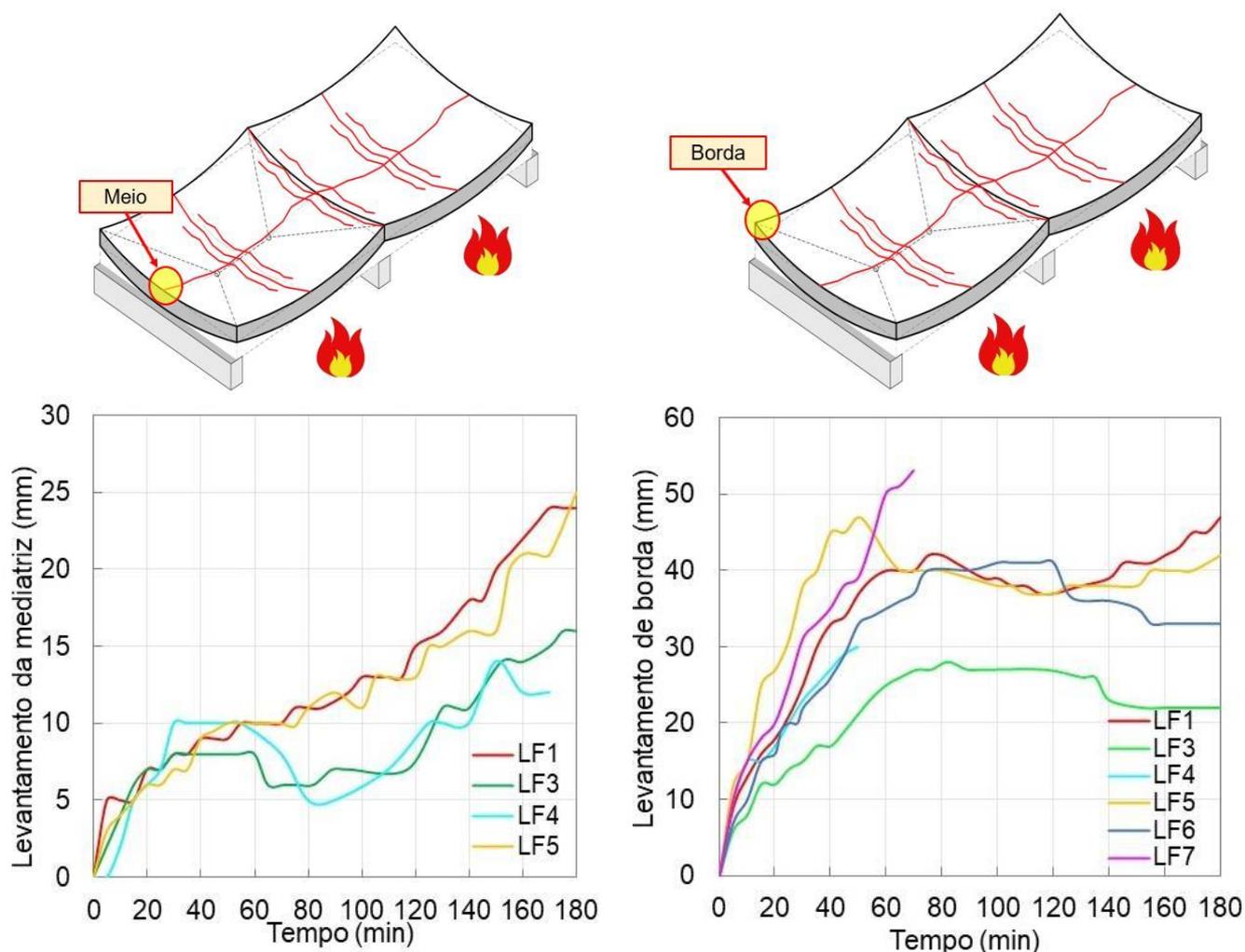


Figura 94 – Levantamento mediatriz (meio) das lajes avaliadas em laboratório

Figura 95 – Levantamento da borda das lajes avaliadas em laboratório

Na mediatriz (meio), o levantamento da laje em relação ao apoio apresentou crescimento até 30-50 min, com redução das deformações até 70-80 min, com novo incremento das até o término do ensaio. A redução das deformações na faixa dos 30-50 min ocorreu após a formação das fissuras longitudinais (ver a Figura 76).

Na borda o comportamento foi análogo, com maior magnitude de deformações em relação a mediatriz, justamente pelo efeito de membrana. As deformações foram da ordem de 2 a 3,5 vezes maior face a mediatriz. Em relação ao deslocamento vertical no centro do vão, dados na Figura 91 e Figura 92, as deformações foram até

10 vezes maiores. Tal como na mediatriz, as leituras apresentam um pico, no mesmo intervalo de tempo. Trata-se do instante em que a primeira fissura longitudinal ocorre, já sendo mostrado na Figura 76e e na Figura 80. Porém, após o pico das leituras, as deformações tendem a reduzir numa magnitude menor do que a notada na mediatriz, pois a fissura produzida fragiliza a seção na direção, com estabilização e continuidade da leitura até o término do ensaio.

3.7.3 Considerações parciais

As análises experimentais permitiram compreender, por intermédio das fissuras incidentes na parcela de concreto, a distribuição de esforços na laje. A interface entre a chapa e o concreto é comprometida em determinado instante, tanto a temperatura ambiente quanto em altas temperaturas. Isso significa que o comportamento estrutural misto é perdido em algum momento. Porém, as razões para tanto são diferentes.

No primeiro caso, no estudo a temperatura ambiente, a característica do ensaio adotado pode justificar. O teste de flexão simples concentra o carregamento na região de momento positivo das lajes, fazendo com que, no caso da ausência de armaduras positivas, o desprendimento seja precoce. A remoção das armaduras positivas torna esta região de momento positivo dependente da interação entre chapa e concreto. Ao longo do carregamento aplicado na laje, o deslizamento relativo entre ambos inicia e, nesta condição, a laje passa a ter um comportamento frágil. A soltura da chapa gera a perda do comportamento misto e da parcela que resiste aos esforços de tração na seção. O desprendimento da chapa foi percebido pelas medições do escorregamento relativo chapa-concreto feito nas extremidades, bem como do seu alongamento. Neste último, tal indicativo é tomado pelas leituras da mesa superior. A partir de determinado instante, há inversão de esforços (de tração para compressão), sendo este o indicativo da formação de uma segunda linha neutra na seção e da perda do efeito misto.

Já no segundo caso, em altas temperaturas, as fissuras desencadeadas junto ao concreto justificam os esforços de origem térmica e, após determinado instante, de natureza mecânica. A laje atuou fissurada desde os 5 min iniciais. Como neste instante a distribuição de temperaturas na seção não é elevado, e portanto a sua degradação mecânica ainda não ocorre, a justificativa é atribuída aos efeitos oriundos da dilatação térmica da laje (*thermal bowing*). A dilatação térmica não uniforme somada a natureza distinta dos materiais justifica o desprendimento da chapa nos instantes iniciais, antes

dos 10 min. Não se sabe especificar se neste tempo a perda do comportamento misto é parcial ou total. Pesquisas futuras devem ser feitas neste âmbito. Todavia, a chapa mostrou atribuições distintas em cada instante do ensaio. Antes do desprendimento ela contribui mecanicamente. Após, ela perdeu tal incumbência e passou a contribuir termicamente, pois formou-se uma camada de ar junto a interface chapa-concreto que funcionou como uma barreira térmica. Logo, a chapa perfilada das lajes mistas transita entre responsabilidades térmicas e mecânicas ao longo do incêndio.

3.8 Considerações finais

As considerações finais do estudo experimental é apresentado.

a) Temperatura ambiente

As armaduras positivas foram mais efetivas do que as negativas em condições normais (sem a ação das temperaturas), pois promoveram maior aproveitamento da chapa, preservam o comportamento misto por mais tempo e evitam a ruptura brusca da laje. Em termos de continuidade estrutural, mesmo nas lajes mistas com armaduras negativas incorporadas, notou-se que a continuidade estrutural absoluta não existiu, pois fissuras precoces na superfície superior do concreto continuaram a ocorrer no alinhamento do apoio intermediário. Ademais, como a carga era aplicada diretamente na região de momento positivo, a medida em que o carregamento na laje era aplicado e as deflexões aumentavam, o escorregamento entre a chapa e o concreto iniciavam. Tal fato comprometia o comportamento misto, o que fragilizava a região da laje sem armaduras positivas.

Laboratorialmente, a perda precoce da continuidade estrutural foi comprovada pelos picos de leitura, no caso das armaduras negativas; ou inversão dos esforços, no caso das positivas medidas junto a região do apoio intermediário. As armaduras negativas, diferentemente das positivas, não contribuem para a absorção dos esforços de cisalhamento longitudinal da interface entre a chapa e o concreto, *i.e.*, não mitigam o escorregamento relativo entre ambos. Portanto, pode-se concluir que nas análises a temperatura ambiente, as lajes mistas somente com armaduras positivas mostraram resultados melhores frente àquelas apenas com armaduras negativas.

b) Altas temperaturas

Os resultados apresentados nesta tese complementam outros estudos, em que vigas secundárias metálicas foram deixadas termicamente desprotegidas. Nesses casos, há trabalhos que mostraram um colapso das lajes mistas aos 62 min, como no estudo de Wald *et al* (2010). Portanto, a proteção térmica das vigas secundárias pode ser encarada como uma medida que incrementa o tempo de resistência ao fogo das lajes. Este critério converge com os resultados de Mensinger *et al.* (2011) que, através de dois protótipos de laje, apresentou uma conclusão semelhante. Mesmo nas lajes sem armaduras suplementares não houve colapso ao longo de 180 min de exposição a ISO 834, o que evidencia que a proteção térmica das vigas intermediárias pode ser encarada como uma medida de projeto.

A discussão quanto a origem das fissuras na superfície das lajes deve ser feita. Entende-se que as fissuras deflagradas nos instantes iniciais não podem ter origem na deterioração mecânica dos materiais que constituem a laje (aço e concreto). Até os 20 min, as temperaturas na seção não superaram 400 °C (Figura 82 a Figura 85), mesmo estando a temperatura de exposição a 800 °C. Porém, tais temperaturas são suficientes para produzir a dilatação térmica da laje e o mecanismo de *thermal bowing*. Portanto, acredita-se que as fissuras geradas nos primeiros minutos se originam da dilatação térmica que, por sua vez, produz tensões não uniformes na laje, formando fissuras no concreto, o que converge com Nadjai *et al.* (2011) e Piloto *et al.* (2020). Nos resultados numéricos desta tese a magnitude das tensões foi discutida.

A Tabela 18 apresenta um comparativo entre os resultados apresentados nesta tese com os da literatura. Admitiu-se apenas os estudos experimentais desenvolvidos com protótipos de lajes mistas em escala real e analisados estruturalmente contínuos. Percebe-se uma variabilidade considerável entre os resultados de TRF apresentados, além do conjunto de técnicas empregadas pelos autores. A diferença entre modelos experimentais, por exemplo, pode justificar a divergência entre resultados. Segundo a Tabela 18, poucos estudos foram reproduzidos com a curva ISO 834: Li *et al.* (2017), Vassard e Zhao (2011) e Both (1998).

Tabela 18 – Comparativo dos resultados com estudos experimentais já feitos

Autores	NP	EL (mm)	DL (m)	CT	Ø (mm)	TX (%)	CA (kN/m ²)	f_{cm} (MPa)	VI	DVI (m)	PVI	TRF (min)
Compilação dos resultados da tese	8	60	4.6x 2.56	ISO 834	6,3 ou 10	0,10 a 0,35	1,67 / 2,0	42,4	Sim	2,3	Sim	180
Comparação dos resultados com a literatura												
Li <i>et al.</i> (2017)	4	70	5,2 x 3,7	ISO 834	8,0	NI	8,8 a 18,6	21 a 26,1	Sim	2.6	Não	75 a 100
Nguyen <i>et al.</i> (2015)	3	55	2,25x 2,25	Sem CT	3,0	0.16	8,0 a 10,4	31,3 a 36,3	Sim	0.75	Não	45 a 85,8
Bednar <i>et al.</i> (2013)	2	40	3,3x 4,5	Sem CT	No	-	1,8	68,3	Não	-	-	75 e 125
Mensingher <i>et al.</i> (2011)	2	69	5,0 x 12,5	Sem CT	8,0	NI	2,0	33,0	Sim	2.5	Não	90
Nadjai <i>et al.</i> (2011)	1	70	9,0 x 12,0	Sem CT	10,0	NI	3,2	50,0	Sim	3.0	Não	150
Vassart, Zhao (2011)	1	100	7,0 x 9,0	ISO 834	7,0	NI	5,0	36,7	Sim	2.3	Não	120
Wald <i>et al.</i> (2010)	1	60	12,0x 18,0	Sem CT	5,0	NI	3,0	34,0	Sim	2.0	Não	60
Bailey, Toh (2007)	22	18,9 a 22,0	1,7 a 1,1 x 1,1	Sem CT	0,71 a 3,0	NI	4,0 a 19,0	38,5 a 47,1	Não	-	-	NI
Both (1998)	4	70	8.0x 16.0	ISO 834	8,0 a 10,0	0,20 a 0,52	7,0 a 10,0	34.7 a 55.2	Sim	8.0	Sim	74 a 144

NP = Número de protótipos de lajes; EL = Espessura de laje; DL = Dimensões da laje em planta; CT = Aplicação de curva de temperaturas padromizada; Ø = diâmetro das armaduras; TX = Taxa de armaduras; CA = Carregamento aplicado; VI = Viga intermediária; DVI = Distância entre vigas intermediárias; PVI? = há proteção térmica das vigas intermediárias? TRF = Tempo de resistência ao fogo atingido; NI = Não informado

Os resultados desta pesquisa apresentaram o melhor tempo de resistência ao fogo (TRF) em relação aos demais, mas também foi aquela em que se aplicou o menor carregamento. Todas as pesquisas foram desenvolvidas com as vigas intermediárias desprotegidas, exceto o caso de Both (1998). O TRF das lajes desta tese mostrou-se sutilmente maior se comparada a obtida pelos demais autores. Isso mostra o benefício da proteção térmica das vigas intermediárias no desempenho ao fogo deste sistema estrutural. Pesquisas futuras devem ser feitas para entender este comportamento e reduzir a necessidade de proteção adicional contra incêndio ou armaduras na laje mista.

4 INVESTIGAÇÃO NUMÉRICA

A seguir é mostrado o estudo numérico desta tese.

4.1 Introdução

Nesta tese foi empregado o programa de computador Abaqus versão 6.10-1 para simular o comportamento a temperatura ambiente e altas temperaturas das lajes mistas, sob condições de contorno (carregamento, aquecimento, vinculações) especificadas. Os resultados dos modelos numéricos foram comparados aos experimentalmente obtidos, permitindo a calibração e a validação paramétrica dos mesmos, creditando-os e tornando factível uma investigação além dos limites e fronteiras fixados experimentalmente.

Abaqus (Abaqus, 2010) é um *software* comercial para análise baseada em FEA (*Finite Element Analysis*) e CAE (*Computer-Aided Engeneering*) desenvolvido pela HKS Inc de Rhode Island, Estados Unidos, e atualmente comercializado pela SIMULIA, marca da Dassault Systemes S.A. O *software* foi criado em 1978 e tinha como grande atributo a forte capacidade de lidar com análises não lineares estáticas e dinâmica de estruturas, além de simulações não lineares estáveis e transitórias de transferência de calor e/ou problemas de condução. A primeira versão deste programa – chamada de Abaqus 1 – foi desenvolvida para a Westinghouse Hanford Company, que o utilizava para análise de barras de combustível nuclear. A primeira versão para o público em geral foi oficializada somente em 1995, sendo chamada de Abaqus versão 5.4.

Esta ferramenta é muito utilizada no setor automotivo, aeroespacial e industrial. O Abaqus possui vasta biblioteca de elementos que pode resolver e modelar virtualmente qualquer geometria. Ele possui uma lista de modelos que podem simular numericamente o comportamento de muitos dos materiais de engenharia, tais como os metais, borracha, polímeros, compostos, concreto armado, solos e rochas, além de escoamento de fluídos. A ferramenta pode, inclusive, ser usada para simular materiais compósitos, *i.e.*, formado por diferentes camadas e com características e propriedades distintas. Ele pode simular e resolver problemas em diversas áreas, como transferência de calor e massa, análises termoelétricas acopladas, acústica, mecânica do solo e fluídos e análise piezoelétrica.

Em análises não lineares, o Abaqus escolhe automaticamente a carga apropriada, incrementos e tolerâncias de convergência e os ajusta continuamente durante a análise para garantir a eficiência e a precisão da resolução dos modelos. O ambiente gráfico da

ferramenta é interativo ao usuário, permitindo a criação de modelos, formas e geometrias de qualquer complexidade. As propriedades podem ser atribuídas à geometria, junto com as cargas e condições de contorno, contendo opções poderosas à malha da geometria. Quando o modelo está completo, o programa resolve o problema requerido pelo usuário com a velocidade e incremento exigido, bem como pela teoria pretendida de resolução (térmica, mecânica, elétrica etc). Finalmente, o módulo de visualização gráfico pode ser usado para interpretar os resultados.

Os elementos finitos, propriedades dos materiais, os modelos numéricos, o plano da investigação numérica proposta, a validação dos modelos numéricos e resultados do estudo desenvolvido estão mostrados a seguir.

4.2 Elementos finitos

O elemento adotado para o concreto foi o C3D8R: tridimensional hexaédricos (3D) contínuo (C) com de 8 nós do tipo sólido com integração reduzida em um ponto (*reduced integration R*). Esta integração reduzida se deve ao fato dela ocorrer em único ponto do elemento, localizado no seu respectivo baricentro, reduzindo o tempo de processamento do modelo. Tal integração reduzida se baseia na "formulação de deformação uniforme", onde as deformações geradas no elemento não são representativas do ponto, mas da média analítica entre os nós que o constitui. Este método, publicado inicialmente por Flanagan e Belytschko (1981), garante que os elementos de integração reduzida tenham precisão mesmo na distorção do elemento.

O elemento empregado para a chapa perfilada foi o S4R5. Ele aproxima um sólido tridimensional (x, y, z) a um elemento de casca plano (x, y) com quatro nós (4), sendo quadrilátero e funcionando mecanicamente como uma casca (*shell element S*). A tensão e a deformação atua no seu próprio plano, sendo o problema resolvido por integração reduzida (*reduced integration R*). Isto aumenta a eficiência do processamento numérico, reduz o tempo de análise e fornece resultados mais precisos. As interpolações são de primeira ordem. O S4R5 também admite deformações de cisalhamento transversal e emprega a teoria discreta de Kirchhoff-Love (1888).

As armaduras foram inseridas no modelo como sendo elementos de barras. Ele é chamado de B31. Trata-se de um elemento de viga composto por 2 nós com formulações de interpolação linear no espaço tridimensional e sendo resolvida pela teoria de viga de Timoshenko, que permite a deformação por cisalhamento transversal. O Abaqus assume

que o comportamento ao cisalhamento transversal das vigas de Timoshenko é elástico linear. As vigas de apoio da laje foram tratadas como sólido rígido e, portanto, inertes.

A Figura 96 mostra o elemento finito adotado para (a) chapa perfilada, (b) concreto e (c) armaduras.

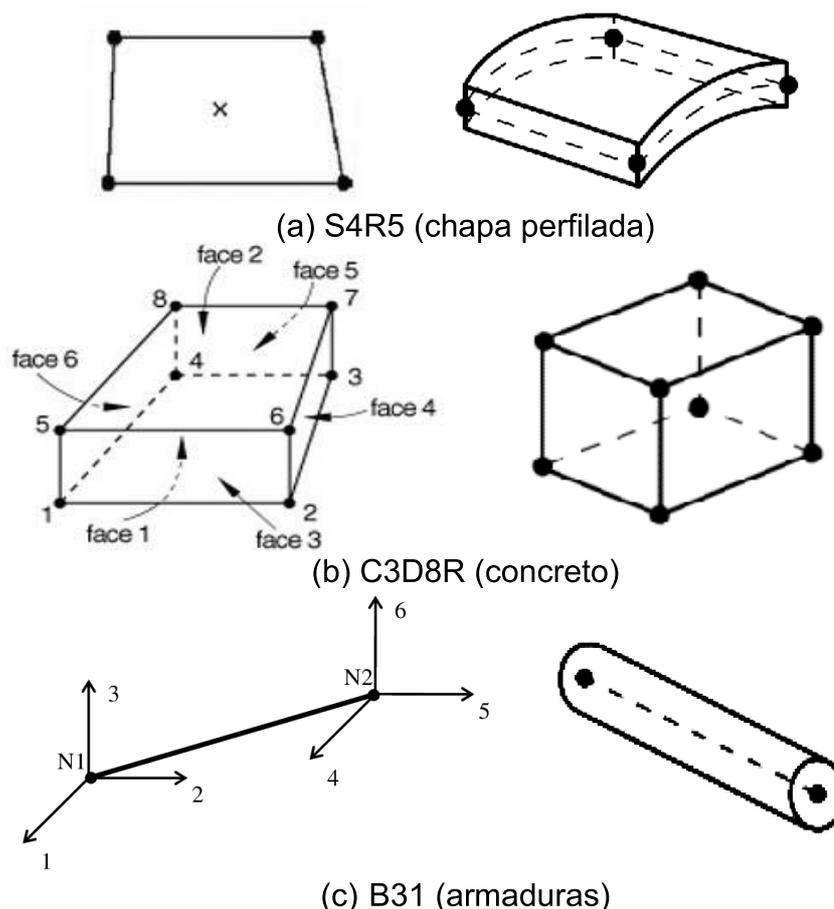


Figura 96 – Elementos finitos adotados no modelo numérico

O tamanho dos elementos da malha foi de 10 x 10 mm para o elemento S45R, de 10 x 10 x 10 mm para o elemento C3D8R e de 10 mm para o B31. Diferentes malhas foram testadas e, com base nos resultados obtidos, observou-se que a proposta gerou resultados compatíveis, não sendo necessário mais testes para refinamento.

4.3 Propriedades dos materiais

Neste item são apresentadas às propriedades atribuídas aos materiais do modelo. Elas foram divididas em mecânica, térmica e termomecânica.

4.3.1 Mecânicas

a) Concreto

A relação tensão *versus* deformação à compressão e tração é mostrada na Figura 97 e Figura 98. Elas foram concebidas baseados na EN 1992-1.2 (EN, 2010) e adotaram como referência os resultados dos corpos de prova laboratorialmente analisados, sendo descritos no Anexo A. Os demais parâmetros foram: $E = 3,4 \cdot 10^4$ MPa; $f_c = 56$ MPa; $f_t = 4$ MPa; $\nu = 0,20$; $\rho_c = 2400$ kg/m³. Os parâmetros numéricos que representam o dano ao concreto no regime plástico são mostrados na Tabela 19. Foi aplicada a técnica *Concrete Damaged Plasticity Model* (CDMP) neste caso.

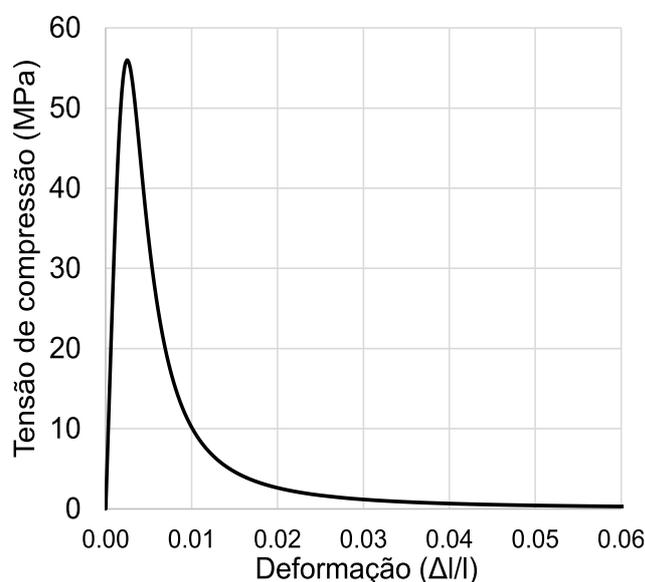


Figura 97 – Relação tensão-deformação do concreto à compressão

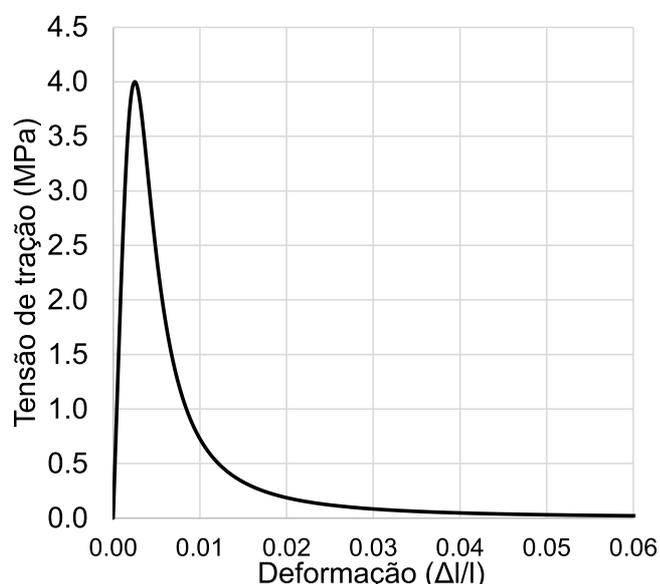


Figura 98 – Relação tensão-deformação do concreto à tração

Tabela 19 – Parâmetros associados aos danos na plasticidade do concreto

Parâmetro	Símbolo	Valor	Referência
Ângulo de dilatação	Ψ	30°	Attarde (2014), Birtel et al. (2006)
Fator de forma	K_c	0,667	Attarde (2014), Genikomsou e Polak (2015), Jankowiak e Lodygowski (2005)
Excentricidade	ϵ	0,1	Attarde (2014), Birtel et al. (2006), Genikomsou e Polak (2015)
Relação tensões biaxial e uniaxial	σ_{b0}/σ_{c0}	1,16	Attarde (2014), Birtel et al. (2006), Wang (2016)
Parâmetro de viscosidade	-	0,0001	Genikomsou e Polak (2015), Wang (2016)
Energia de fratura	G_F	90 Nm/m ²	Genikomsou e Polak (2015), Wang (2016)

O parâmetro de viscosidade diminuto ajuda a melhorar a taxa de convergência do diagrama tensão vs deformação. Para energia de fratura, admitiu-se o diâmetro máximo do agregado de 16mm. Os parâmetros de dano do concreto estão detalhados na Figura 99a e Figura 99b, respectivamente, extraído dos trabalhos de Demin e Fukang (2017), Stramandinoli e La Rovere (2008) e Wahalathantri et al. (2008).

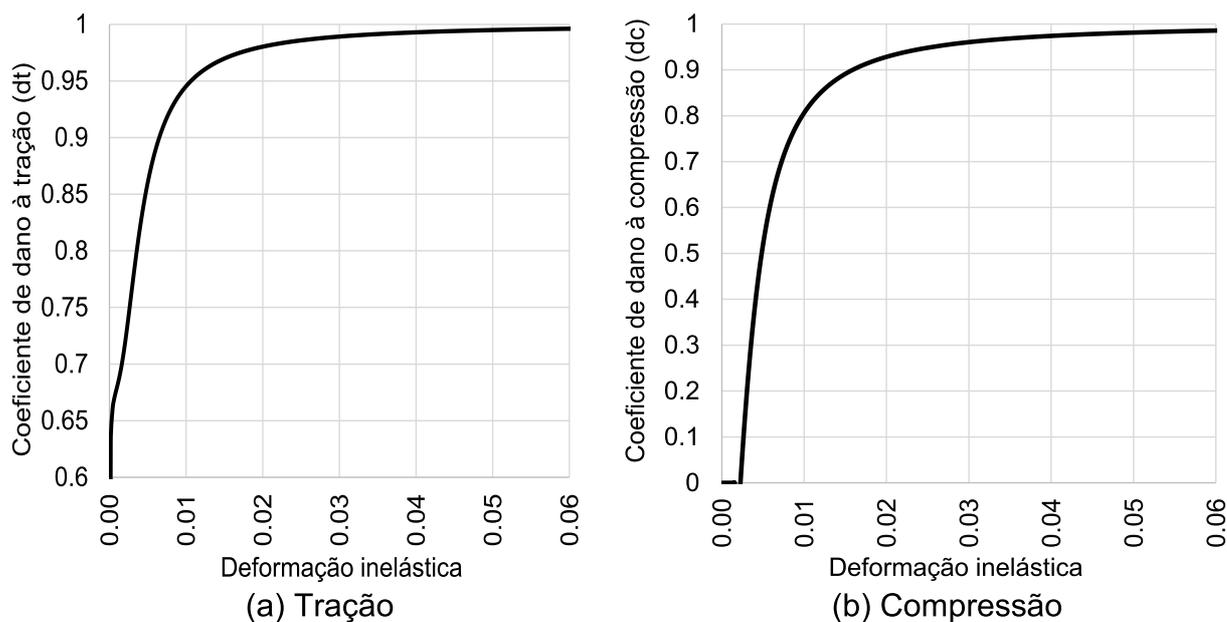


Figura 99 – Parâmetro de dano ao concreto

b) Armaduras

Na Figura 100 está mostrada a relação tensão vs deformação admitida ao aço das armaduras dos modelos numéricos avaliados a temperatura ambiente.

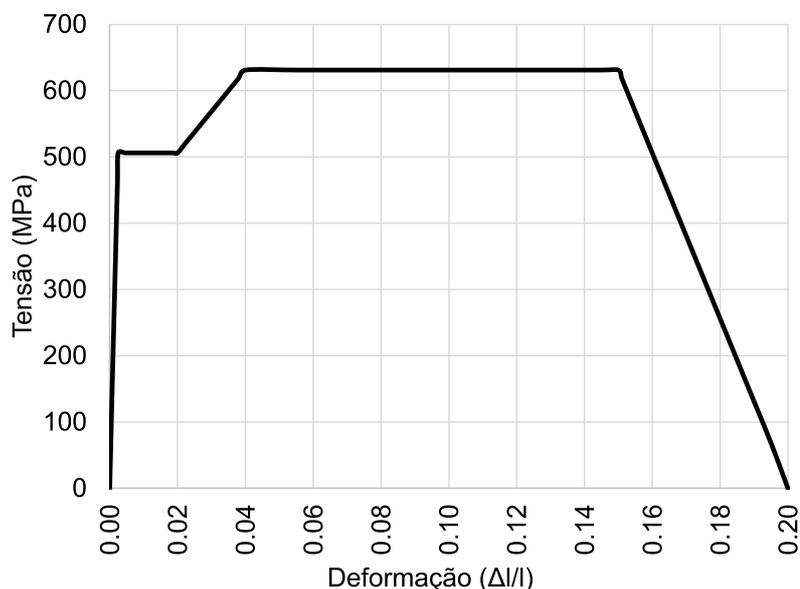


Figura 100 – Relação tensão vs deformação do aço das armaduras

Essa curva foi concebida segundo os princípios da EN 1993-1.2 (EN, 2010). Os demais parâmetros foram: $E = 2.10^5$ MPa; $f_y = 500$ MPa; $\nu = 0,30$; $\rho_c = 7850$ kg/m³.

c) Chapa perfilada

Na Figura 101 está mostrada a relação tensão vs deformação admitida ao aço da chapa perfilada empregada dos modelos numéricos avaliados a temperatura ambiente.

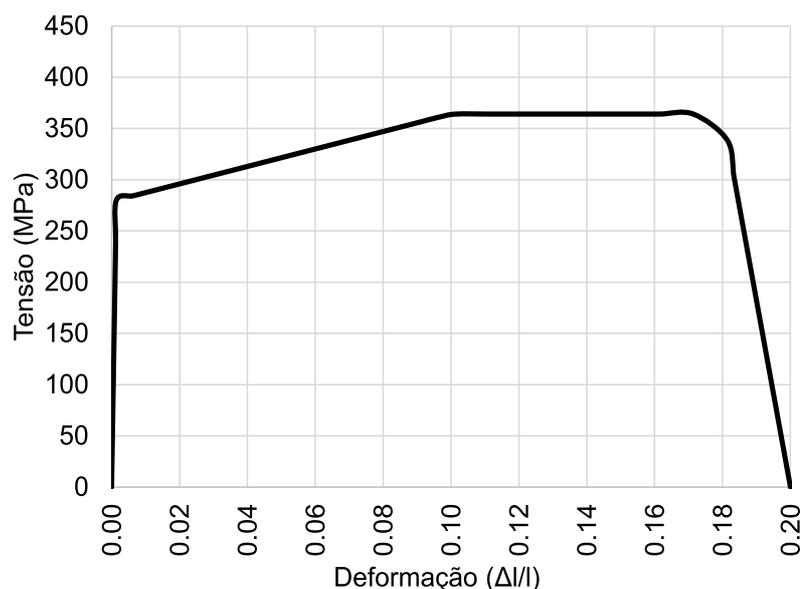


Figura 101 – Relação tensão vs deformação do aço da chapa

A curva foi calibrada pelos resultados do ensaio de tração simples de laboratório, mostrados no Anexo A. Os demais parâmetros foram: $E = 2.10^5$ MPa; $f_y = 280$ MPa; $\nu = 0,30$; $\rho_c = 7850$ kg/m³.

d) Interfaces

No elemento numérico desta tese, a interface entre a chapa perfilada e o concreto e entre as armaduras e o concreto são discutidas.

Na interface chapa-concreto, atribuiu-se parâmetros de contato que remetem à separação vertical (interação normal), que representa a tendência de afastamento entre ambos; e tangencial, que se refere ao escorregamento relativo. O parâmetro de coesão foi incorporado para preservar a chapa acoplada ao concreto.

No caso da interação normal, definiu-se como premissa não haver a tendência de separação total entre ambas as superfícies. Do contrário, os elementos se comportariam sem atrito e, portanto, ter-se-ia uma incongruência numérica. Já na interação tangencial,

o contato foi idealizado com base na teoria de fricção de Coulomb, conforme Tabela 20. Os valores foram extraídos de Wang (2016), Nie *et al.* (2004) e Attarde (2014).

Tabela 20 – Parâmetros de interface: tangencial

Parâmetro	Símbolo	Valor
Coefficiente de fricção	μ	0,70
Tensão de cisalhamento última	τ_u	0,30 MPa
Deslizamento elástico permitido	Υ_i	0,005

Para a coesão, os valores da Tabela 21 se referem ao coeficiente de penalidade do contato para uma curva de tensão de tração *versus* separação.

Tabela 21 – Parâmetros de interface: coesão

Parâmetro	Símbolo	Valor
Coefficiente de rigidez normal	K_{nn}	1000MN/m ³
Coefficiente de rigidez na coordenada 1	K_{ss}	60MN/m ³
Coefficiente de rigidez na coordenada 2	K_{tt}	60MN/m ³

Já no caso da interface entre as armaduras e o concreto, admitiu-se as armaduras como estando incorporadas ao concreto. Essa medida restringiu os graus de liberdade translacionais do elemento incorporado, tratando a aderência entre armadura e concreto como perfeita, a exemplo do que foi feito por Sakr *et al.* (2019). Esta técnica já foi usada em trabalhos numéricos semelhantes, como de Birtel *et al.* (2006), Hafezolghorani *et al.* (2017), Mirzazadeh *et al.* (2017) e Rabi *et al.* (2019).

4.3.2 Térmicas

a) Concreto

A Figura 102 mostra o calor específico recomendado pelo EN 1992-1.2 (EN, 2010) para concretos com 3% de umidade. Já a Figura 103 mostra a variação da densidade de concretos, extraído do EN 1992-1.2 (EN, 2010). Os valores propostos pelo anexo francês do EN 1992-1.2 (EN, 2010), o NF EN 1992-1.2 (EN, 2005) para a condutividade térmica mostraram uma boa convergência aos resultados do estudo experimental desta tese. Os valores da condutividade para cada faixa de temperatura adotados no modelo numérico deste estudo estão mostrados na Figura 104.

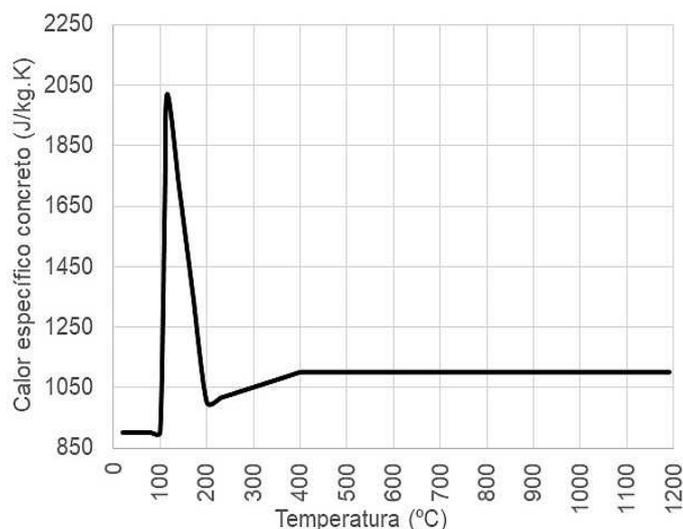


Figura 102 – Calor específico do concreto: modelo numérico

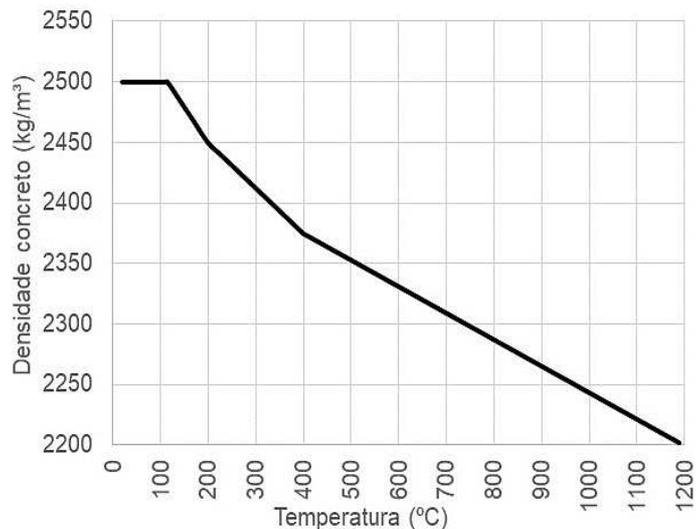


Figura 103 – Variação da densidade do concreto: modelo numérico

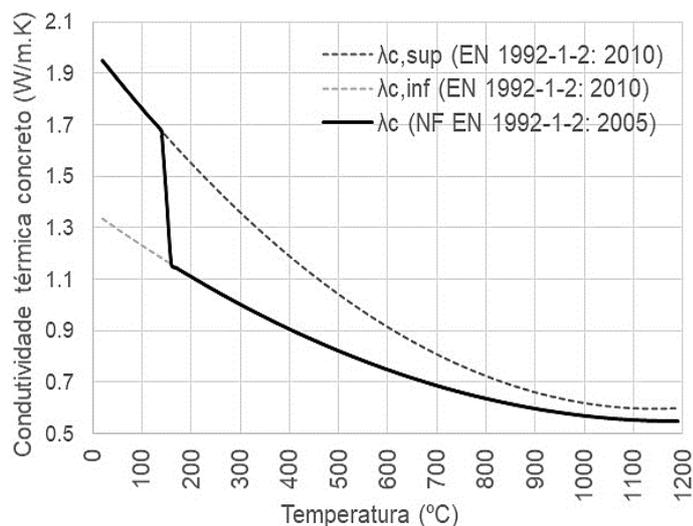


Figura 104 – Condutividade térmica do concreto: modelo numérico

b) Armaduras

O calor específico do aço das armaduras adotado está mostrado na Figura 105. A condutividade térmica é mostrada na Figura 106. Ambos os valores foram extraídos da EN 1993-1.2 (EN, 2010). Segundo essa norma, a massa específica do aço dessas barras não depende da temperatura. Na parte numérica desta tese, esta propriedade foi definida igual a $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$. Foi considerado que esse parâmetro não sofreu modificação no tempo *versus* temperatura.

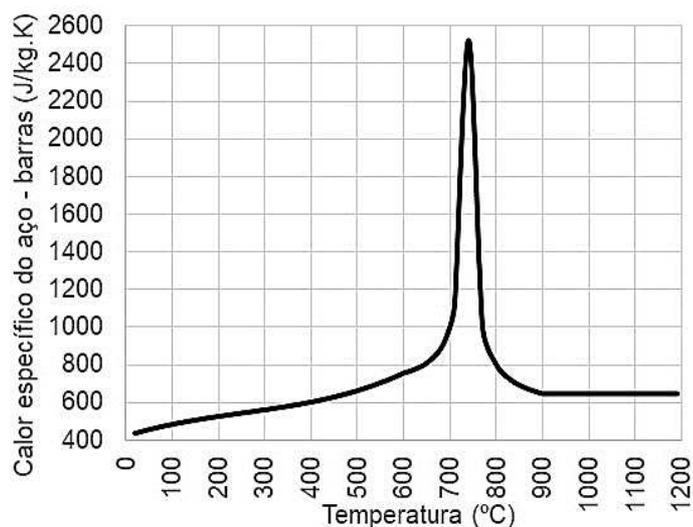


Figura 105 – Calor específico do aço CA-50: modelo numérico

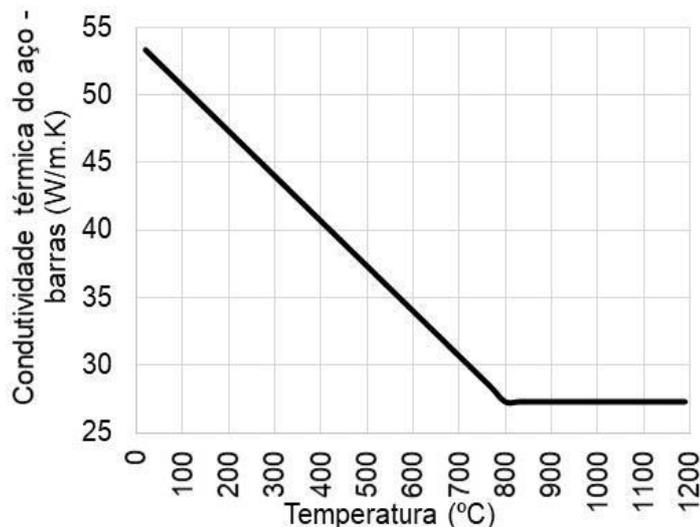


Figura 106 – Condutividade térmica do aço CA-50: modelo numérico

c) Chapa perfilada

O calor específico admitido ao aço desta chapa foi idêntico ao das armaduras, tal como Craveiro *et al.* (2016) consideram, pois os autores concluíram que os valores entre ambos se assemelham. Na condutividade térmica, os valores foram extraídos do trabalho de Pinheiro (2015), que avaliou o parâmetro até 800°C em amostras de chapa idênticas às adotadas nesta tese. Para temperaturas superiores, mediante a falta de informações e testes disponíveis na bibliografia, admitiu-se os valores da EN 1992-1.2 (EN, 2020) ao aço das armaduras das estruturas de concreto. A condutividade térmica do aço da chapa está mostrada na Figura 107.

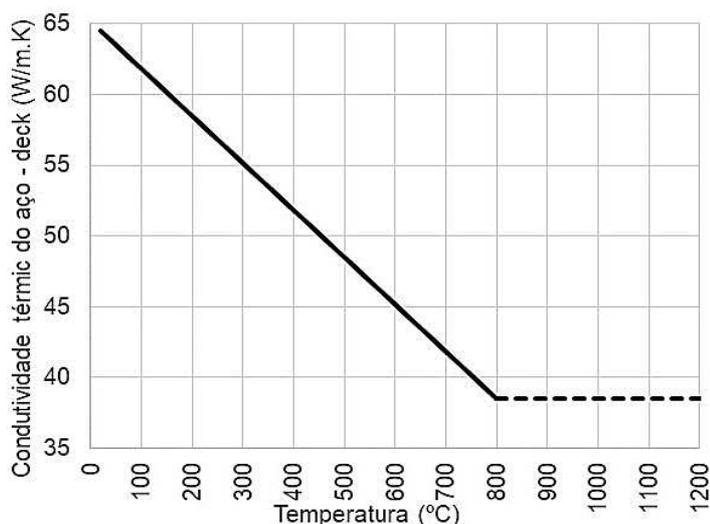


Figura 107 – Condutividade térmica do aço da chapa: modelo numérico

Segundo EN 1993-1.2 (EN, 2010), a massa específica do aço não depende da temperatura. Nas análises numéricas desta tese, admitiu-se a esta propriedade o valor constante de $\rho_a=7850 \text{ kg/m}^3$, a exemplo do que foi adotado para as armaduras.

d) Ar

As propriedades térmicas do ar, como o calor específico, condutividade térmica e densidade, são mostrados na Tabela 22, sendo definidos por Çengel e Ghajar (2015).

Tabela 22 – Propriedades térmicas do ar a 1 atm de pressão

Temperatura (°C)	$C_{p,ar}$ (J/kg.K)	λ_{ar} (W/m.K)	ρ_{ar} (kg/m ³)
20	1007	0,02514	1,2040
30	1007	0,02588	1,1640
60	1007	0,02808	1,0590
100	1009	0,03095	0,9458
200	1023	0,03779	0,7459
300	1044	0,04418	0,6158
400	1069	0,05015	0,5243
500	1093	0,05572	0,4565
600	1115	0,06093	0,4042
700	1135	0,06581	0,3627
800	1153	0,07037	0,3289
900	1169	0,07465	0,3008
1000	1184	0,07868	0,2772
1500	1234	0,09599	0,1990

4.3.3 Termomecânicas

a) Concreto

A variação da resistência à compressão do concreto em função da temperatura foi extraída dos ensaios preliminares em corpos de prova submetidos a aquecimento (ver Anexo A), e é mostrado na Figura 108. Os testemunhos foram ensaiados com a mesma idade dos ensaios das LF. Já a resistência à tração do concreto foi extraída da EN 1992-1.2 (EN, 2010) e tomou como referência a resistência a compressão dos corpos de prova, conforme Figura 109. O diagrama tensão-deformação do concreto submetido a esforços de compressão axial para diferentes faixas de temperatura está mostrado na Figura 110. O equivalente é mostrado na Figura 111 para o concreto submetido a tração.

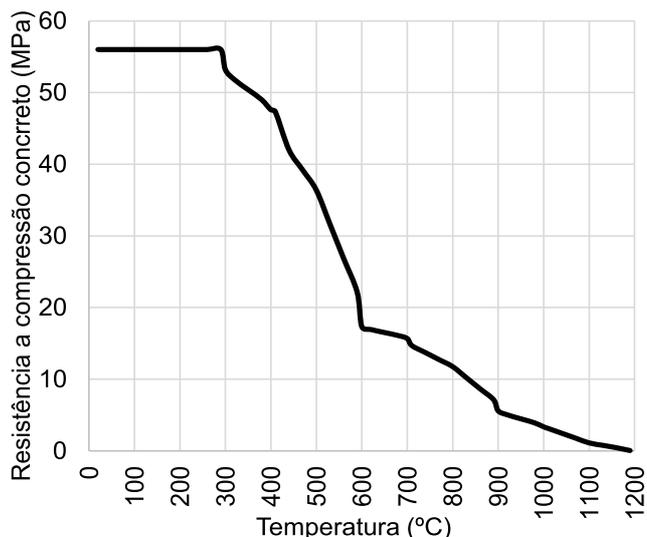


Figura 108 – Resistência a compressão do concreto: modelo numérico

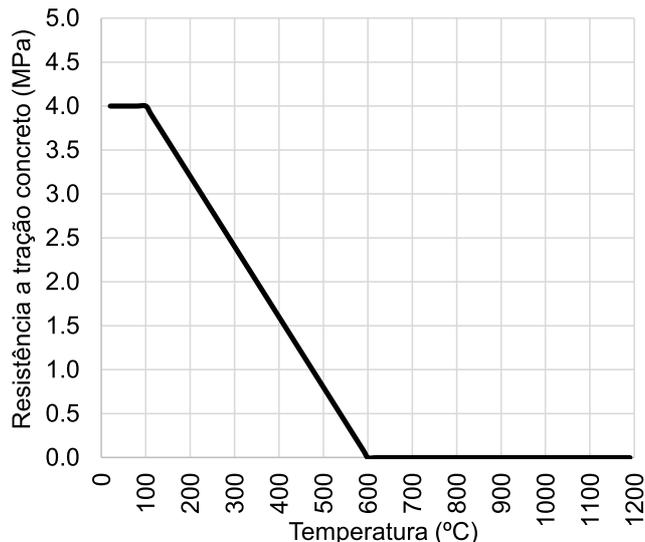


Figura 109 – Resistência a tração do concreto: modelo numérico

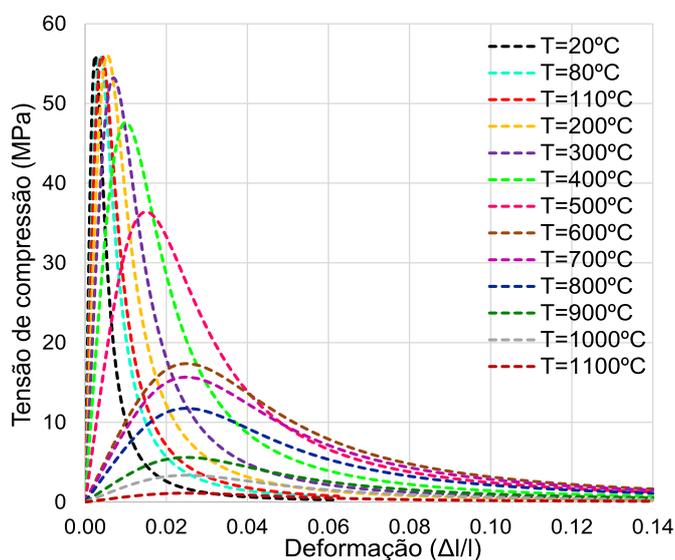


Figura 110 – Diagrama tensão-deformação do concreto: modelo numérico

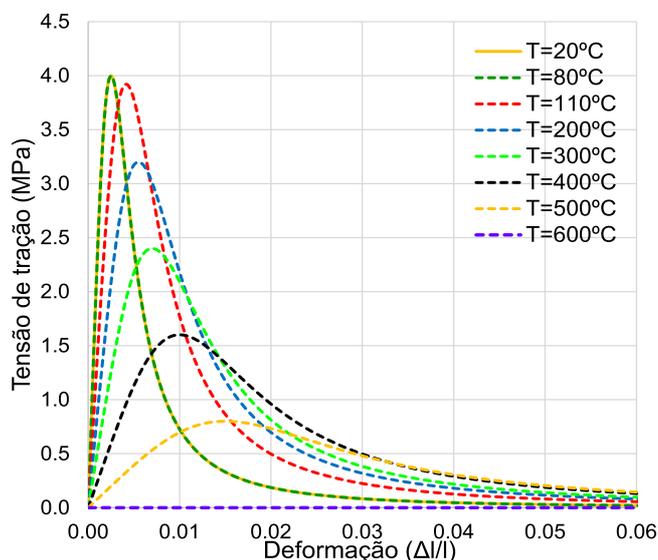


Figura 111 – Diagrama tensão-expansão do concreto: modelo numérico

Na Figura 112 mostra a variação do módulo de elasticidade longitudinal em função da temperatura, definido com base na EN 1992-1.2 (EN, 2010). O coeficiente de Poisson foi extraído do estudo de Gao *et al.* (2013) que avaliou o parâmetro para diferentes faixas de temperatura, conforme a Figura 113. A extensão térmica admitida para o concreto é mostrada na Figura 114 e refere-se ao concreto com agregado calcário apresentado pelo EN 1992-1.2 (EN, 2010). O coeficiente de extensão térmica (também chamado de *alpha*) é mostrado na Figura 115, obtido pela propriedade de extensão térmica. Os coeficientes de danos do concreto no regime plástico para diferentes temperaturas estão mostrados na Figura 116 e Figura 117 para compressão e tração, conforme procedimento de Demin e Fukang (2017), Stramandinoli e La Rovere (2008) e Wahalathantri *et al.* (2008).

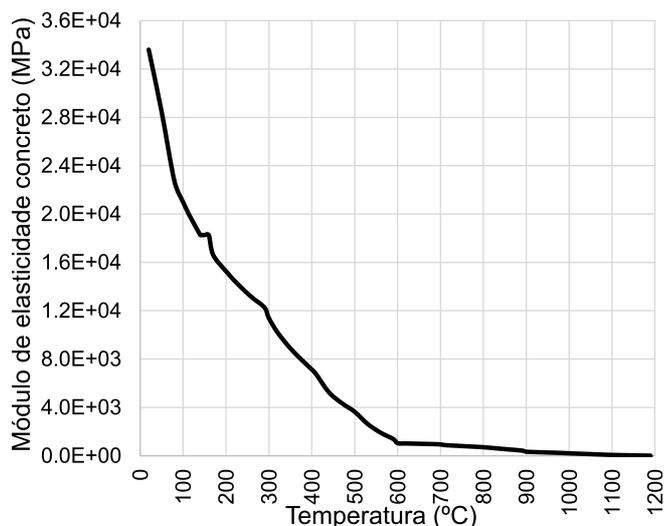


Figura 112 – Módulo de elasticidade longitudinal do concreto: modelo numérico

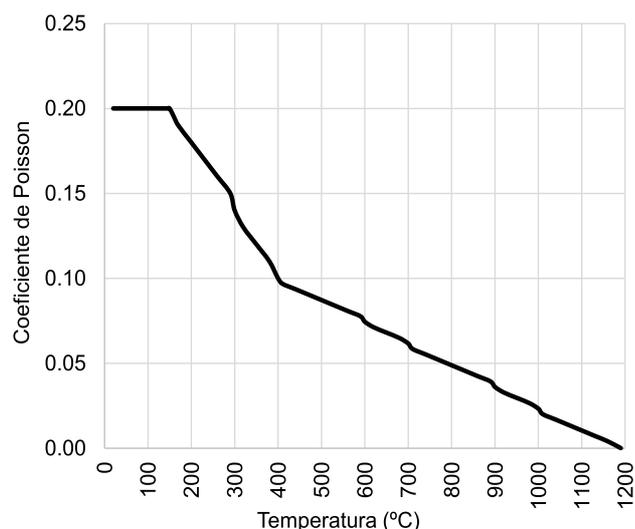


Figura 113 – Coeficiente de Poisson do concreto: modelo numérico

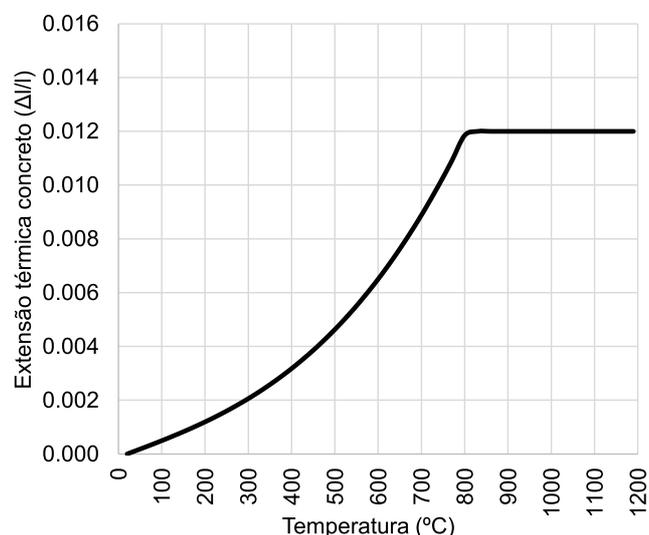


Figura 114 – Extensão térmica do concreto: modelo numérico

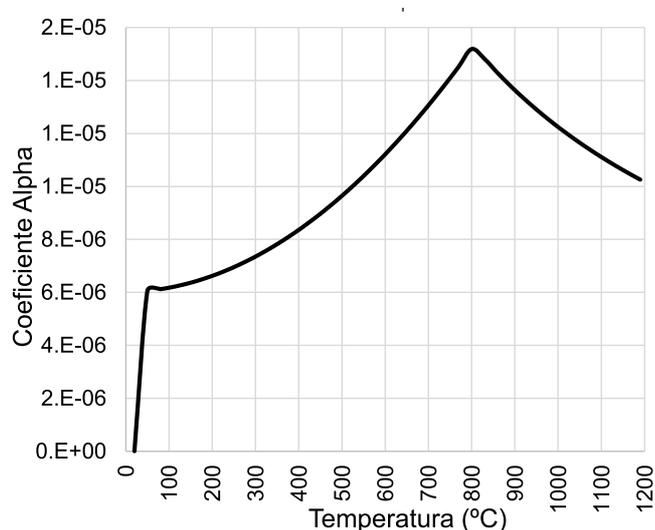


Figura 115 – Coeficiente alpha do concreto: modelo numérico

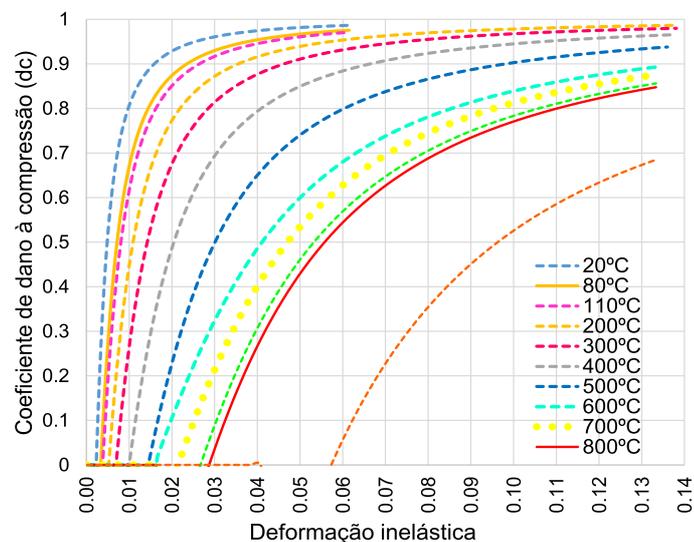


Figura 116 – Coeficiente de dano ao concreto comprimido: modelo numérico

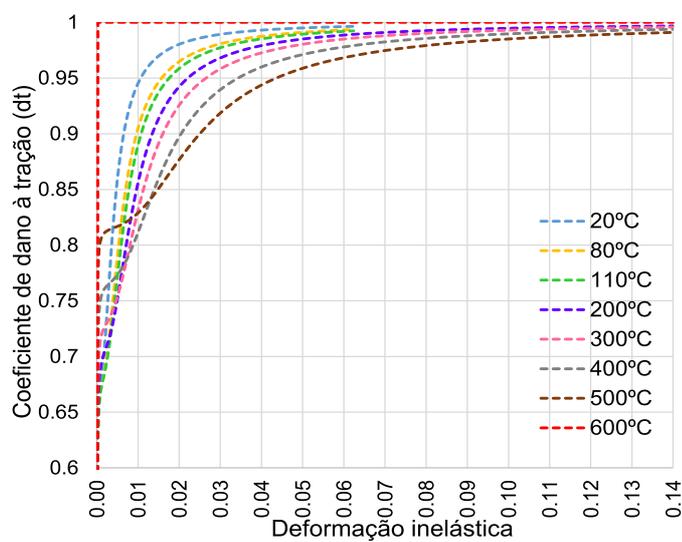


Figura 117 – Coeficiente de dano ao concreto tracionado: modelo numérico

b) Armaduras

A variação da tensão resistente do aço das armaduras conforme a temperatura está mostrada na Figura 118. A variação do módulo de elasticidade com o incremento das temperaturas na Figura 119. Ambos foram extraídos do EN 1992-1.2 (EN, 2010). O diagrama tensão-deformação do aço CA-50, admitindo seu endurecimento conforme EN 1993-1.2 (EN, 2010) para temperaturas entre 100°C e 400°C (o efeito *hardening*), está na Figura 120. Adota-se este efeito quando “a análise for baseada em modelos de cálculo avançados (...)”, conforme item 3.2.1 do EN 1994-1.2. A extensão térmica está mostrada na Figura 121. Estes valores foram extraídos da EN 1993-1.2.

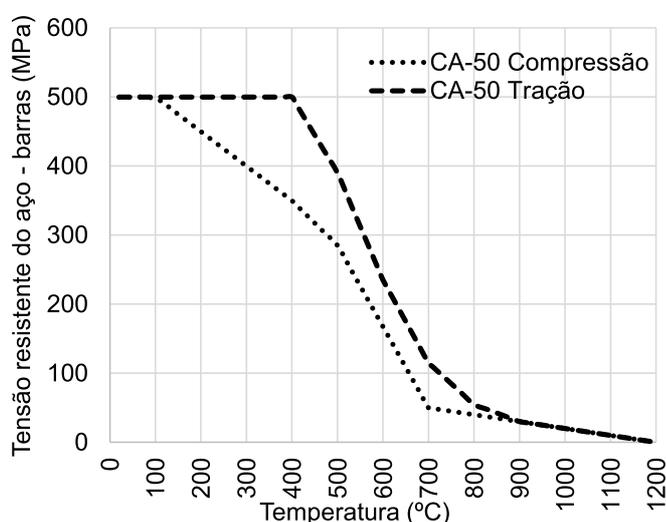


Figura 118 – Tensão resistente do aço CA-50: modelo numérico

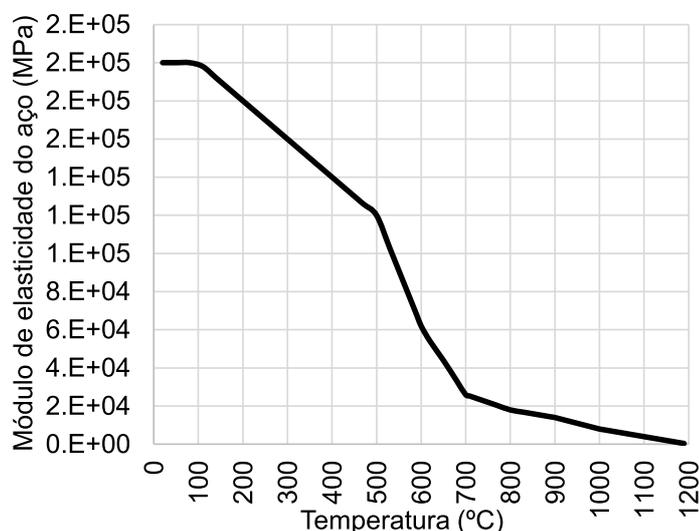


Figura 119 – Módulo elasticidade do aço CA-50: modelo numérico

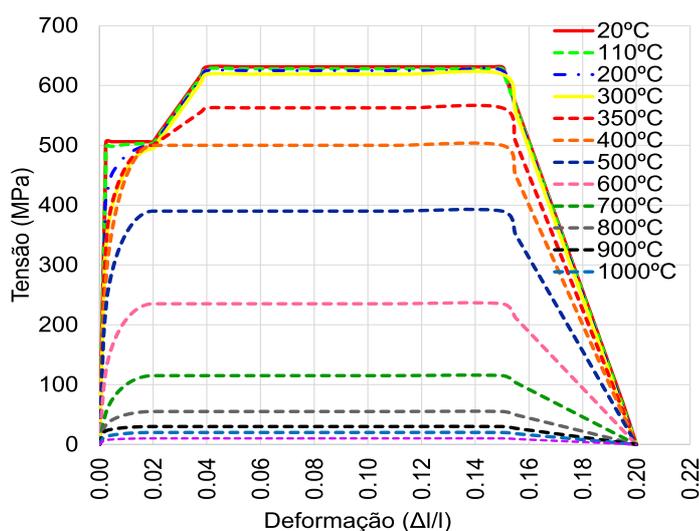


Figura 120 – Diagrama tensão-deformação do aço CA-50: modelo numérico

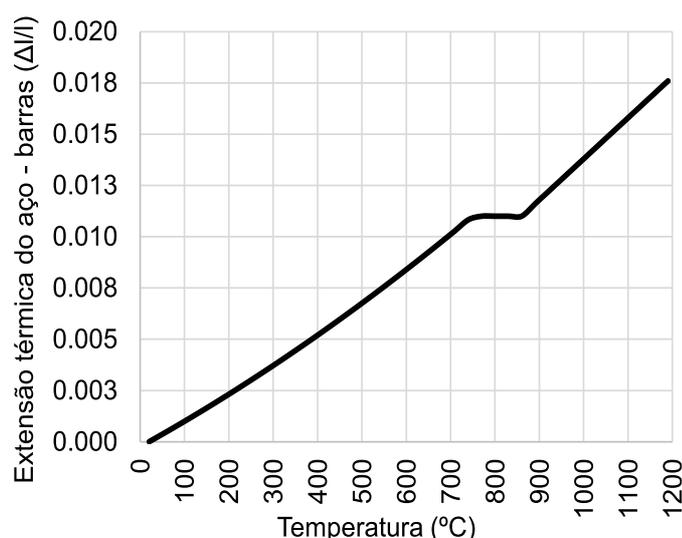


Figura 121 – Extensão térmica do aço CA-50: modelo numérico

Os parâmetros foram extraídos da EN 1992-1.2 pois esta apresenta critérios para armaduras de concreto com características mecânicas semelhantes as deste estudo.

c) Chapa perfilada

A variação da tensão resistente do material que compõe a chapa é mostrado na Figura 122. Foram utilizados os resultados dos ensaios de laboratório feitos até 600°C, conforme está mostrado no Anexo A. Após esta temperatura, adotaram-se os resultados de Craveiro *et al.* (2016) até 800°C. Para temperaturas superiores, os dados do EN 1993-1.2 (EN, 2010) e NBR 14323 (ABNT, 2013) foram adotados. O módulo de elasticidade do aço com as temperaturas é mostrado na Figura 122, extraído de Craveiro *et al.* (2016).

O diagrama tensão vs deformação do aço da chapa admitido é mostrado na Figura 124. A extensão térmica foi definida segundo Craveiro *et al.* (2016), sendo mostrada na Figura 126. Já o coeficiente de extensão térmica admitido é mostrado na Figura 127.

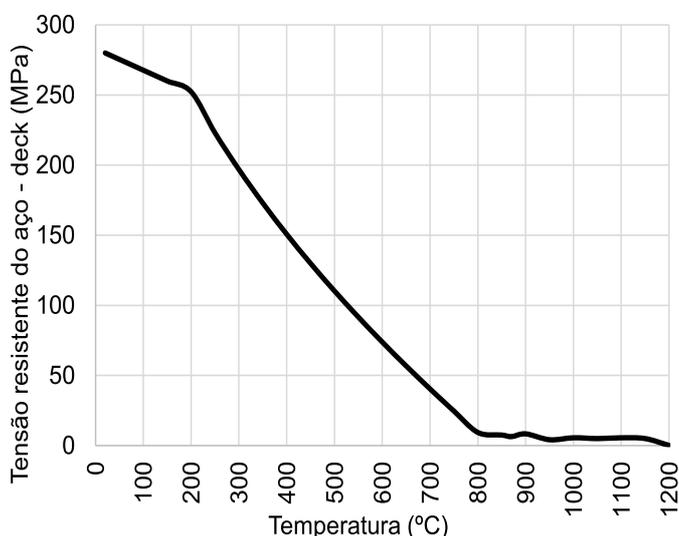


Figura 122 – Tensão resistente do aço da chapa: modelo numérico

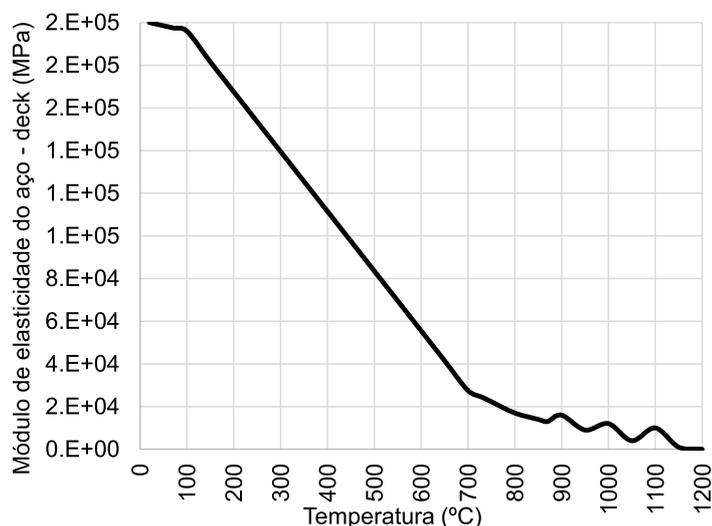


Figura 123 – Módulo de elasticidade do aço da chapa: modelo numérico

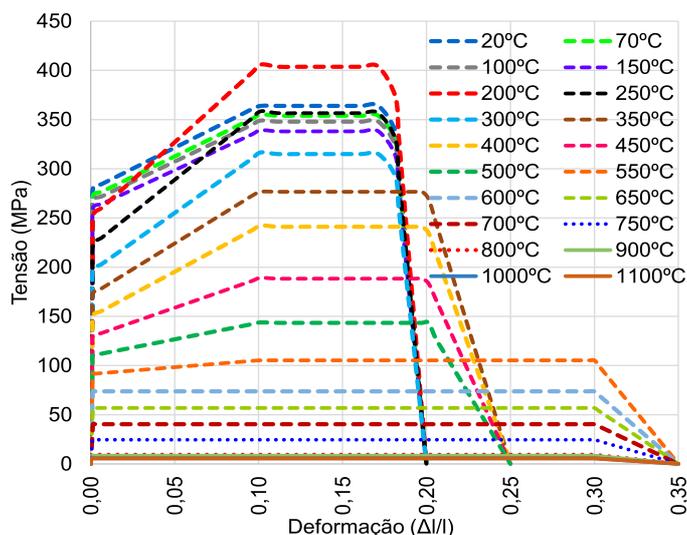


Figura 124 – Diagrama tensão-deformação da chapa: modelo numérico

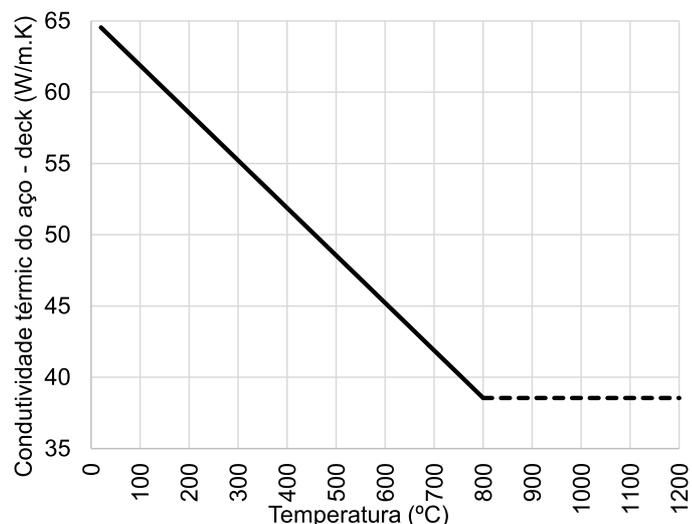


Figura 125 – Condutividade térmica do aço da chapa: modelo numérico

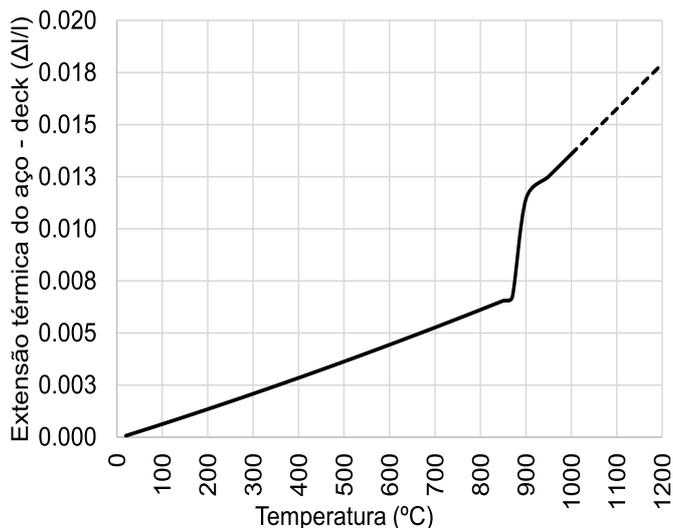


Figura 126 – Extensão térmica do aço da chapa: modelo numérico

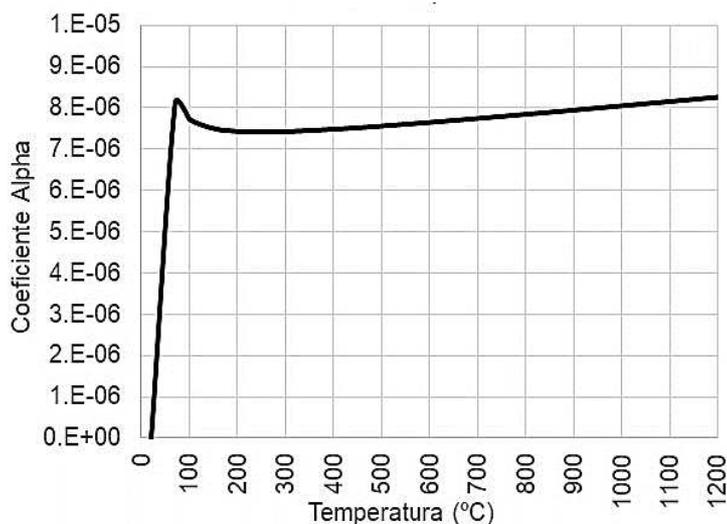


Figura 127 – Coeficiente alpha do aço da chapa: modelo numérico

4.3.4 Considerações parciais

Os parâmetros mecânicos, térmicos e termomecânicos foram definidos com base nos ensaios experimentais, normas regulamentadoras e bibliografia técnica disponíveis. As propriedades apresentadas representaram, de modo tecnicamente fundamentado, as não linearidades envolvidas nas análises mecânicas e termomecânicas, e os parâmetros inerentes a difusividade térmica dos materiais que constituem a laje. Alguns parâmetros e critérios específicos, como os relativos a interface entre chapa e concreto, por exemplo, foram extraídos de estudos semelhantes. Entende-se que este conjunto de propriedades são adequados para fundamentar a concepção de modelos numéricos consistentes que, validados pelos 31 pontos de leituras experimentais desta tese, torna-os representativos e credita-os para as investigações numéricas propostas.

4.4 Modelos numéricos

Os modelos numéricos empregados neste estudo foram divididos em: mecânico, térmico e termomecânico. Eles foram chamados de modelos 1, 2 e 3, respectivamente. Suas respectivas características estão mostradas a seguir.

4.4.1 Mecânico (modelo 1)

Os resultados das LA foram comparados ao modelo de cálculo da Figura 128 que representou fielmente o experimental e serviu de calibração dos parâmetros mecânicos.

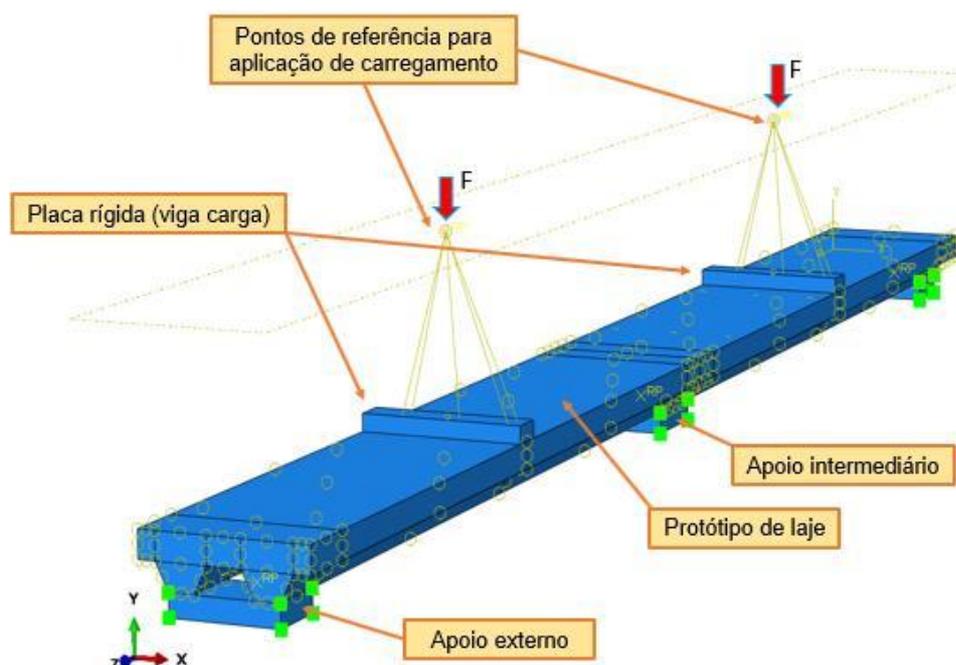


Figura 128 – Modelo de cálculo de calibração parâmetros mecânicos (modelo 1)

O modelo numérico em questão adotou os mesmos pontos de leitura consentidos experimentalmente (já mostrados na Figura 54) e serviu somente para a calibração dos parâmetros mecânicos. Para reduzir a onerosidade das resoluções numéricas e o tempo de processamento, adotou-se um modelo de laje com duas nervuras. Foi feito um modelo numérico para cada laje LA experimentalmente avaliada da Tabela 11. A distância entre apoios foi idêntica ao usado nas LA (ver Figura 49), *i.e.*, de 2,3 m.

Dois pontos de referência foram acoplados a placas rígidas, que simularam vigas de transferência de esforços, como no modelo experimental. Em cada ponto foi acoplada uma força F , correspondente à metade daquela aplicada pelo pistão hidráulico adotado em laboratório. Esta correção da força F foi calculada e necessária devido a diferença de largura – e , portanto, de inércia da seção – entre o modelo numérico e experimental. Os apoios externos e intermediário referem-se às peças auxiliares PA (ver Figura 225).

O modelo foi resolvido segundo o Abaqus/Explicit (*Explicit dynamic analysis*), que é baseado na implementação de uma regra de integração explícita. Este procedimento não requer iterações nem matriz de rigidez tangente. O vetor de força interna é montado a partir de contribuições de elementos individuais, de modo que uma matriz de rigidez global não precise ser formada, trazendo maior velocidade no cálculo.

Os parâmetros admitidos no modelo mecânico estão mostrados na Figura 129. A nomenclatura destes foi mostrada na lista de símbolos (simbologia) desta tese.

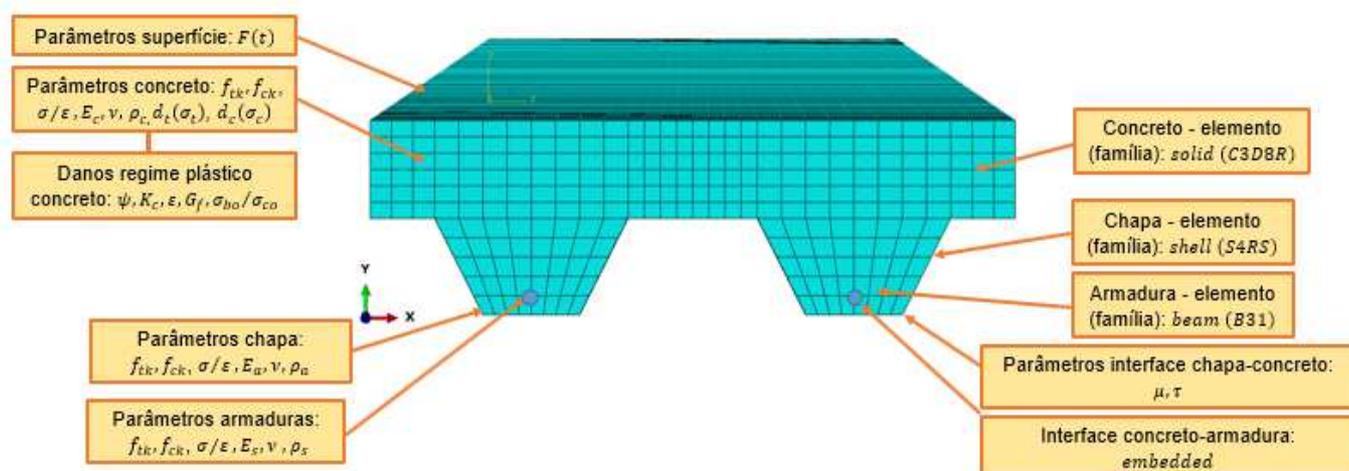


Figura 129 – Modelo de cálculo: análise numérica - parâmetros mecânicos

4.4.2 Térmico (modelo 2)

O modelo térmico foi definido com base nos ajustes dos parâmetros que regem a difusividade térmica dos materiais que constituem a laje, *i.e.*: calor específico, densidade e condutividade térmica. Os parâmetros foram extraídos do referencial bibliográfico, dos resultados experimentais e recomendações do EN 1992-1.2. O modelo foi resolvido pelo procedimento *Heat Transfer (Transient) Analysis* do Abaqus. A distribuição de calor na seção foi em regime transiente, ou seja, dependente do tempo, pois a curva ISO 834 é função do mesmo. Dois modelos térmicos foram usados: o primeiro para a calibração numérica pelos resultados da LF (modelo 2a), e o segundo para a investigação numérica (modelo 2b) para além das fonteyras dos modelos experimentais. Ambos estão descritos a seguir.

a) Modelo de calibração numérica (modelo 2a)

Neste caso, usou-se os mesmos pontos de leituras experimentalmente adotados, já mostrados na Figura 60. Os parâmetros admitidos no modelo térmico estão na Figura 130. A nomenclatura destes foi mostrada na lista de símbolos (simbologia) desta tese. Este modelo foi submetido ao programa de aquecimento da ISO 834 (ISO, 1999) pela face inferior durante 180 min, sendo aquecida por condução e convecção. Já a face não exposta ao fogo, apenas por convecção. O coeficiente de convecção da face exposta e não exposta às altas temperaturas foi 25 e 9W/m².K, respectivamente. A temperatura inicial do ambiente foi definida como sendo 25°C, a exemplo da média das temperaturas

dos ensaios das LF. A emissividade da chapa foi igual a 0,40, conforme foi sugerido por Jiang *et al* (2019), pois mostrou-se mais convergente aos resultados experimentais.

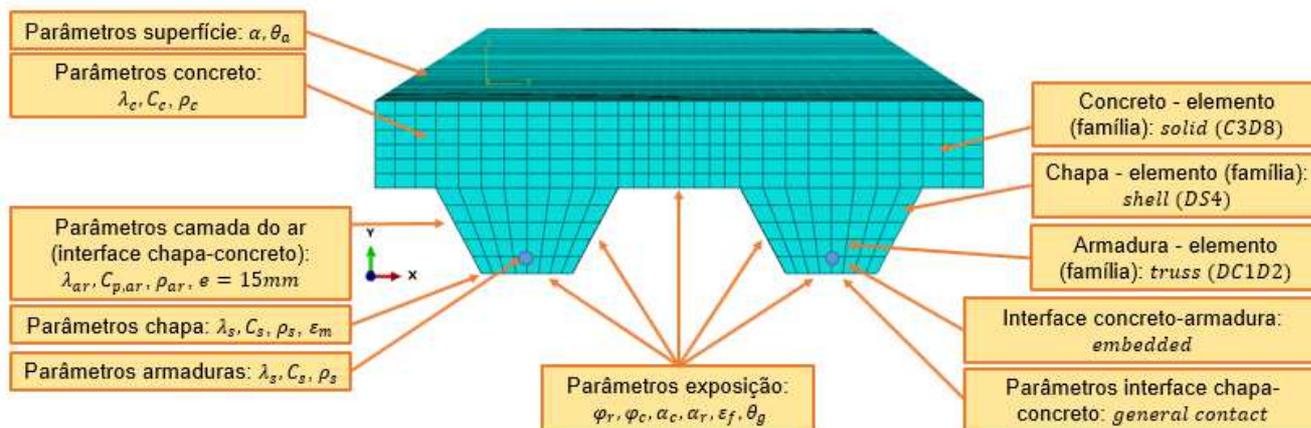


Figura 130 – Modelo de cálculo: análise numérica - parâmetros térmicos

A representação destes dados é mostrada na Figura 131. Na interface da chapa e concreto foi admitida uma camada de ar com espessura de 15 mm, justificada pelo desprendimento da chapa nos instantes iniciais do ensaio, conforme a Figura 132.

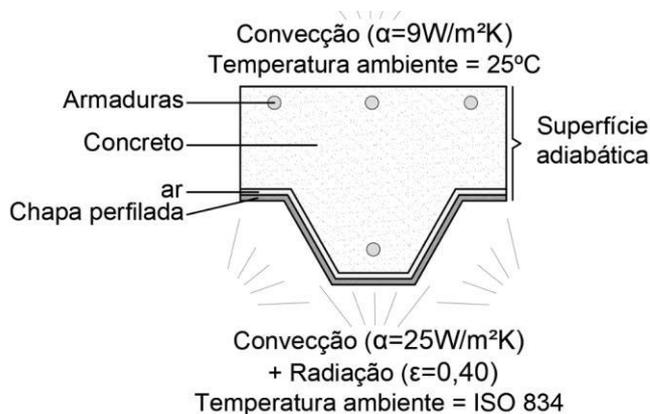


Figura 131 – Modelo de análise térmica da seção



Figura 132 – Desprendimento da chapa

Para aplicação, foi necessário definir o zero absoluto do modelo ($-273,15\text{ }^\circ\text{C}$), a Constante de Stefan-Boltzmann ($\sigma=5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\cdot\text{K}^4$), a temperatura do gás (θ_g , extraído da curva ISO 834) e inicial da superfície do material aquecido ($\theta_m = 25^\circ\text{C}$) e radiação ($\theta_r = 25^\circ\text{C}$), fator de configuração ($\phi = 1,0$), coeficiente de transferência de calor por convecção ($\alpha_c = 25 \text{ W/m}^{-2}\text{K}^{-1}$ na face exposta e $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^{-2}\text{K}^{-1}$ na face não exposta) e emissividade da superfície do elemento ($\epsilon_m = 0,40$), que no caso é a chapa perfilada, e do fogo ($\epsilon_f = 1,00$).

b) Modelo de investigação numérica (modelo 2b)

O modelo usado para a investigação numérica desta tese foi idêntico ao 2a.

4.4.3 Termomecânico (modelo 3)

Na análise termomecânica, o modelo térmico foi desacoplado do mecânico. Isto significa que foram elaborados dois arquivos independentes, processados em separado. Os resultados de ambos foram sobrepostos a um terceiro, alimentado pelos parâmetros termomecânicos já mostrados. Este artifício almejou aumentar a eficiência na simulação. Dois modelos foram usados: o primeiro para calibração numérica conforme os resultados das LF (modelo 3a), e o segundo para realizar a investigação numérica proposta na tese (modelo 3b). A diferença entre ambos consiste no modo de aplicação do carregamento, conforme apresentado a seguir.

c) Modelo de calibração numérica (modelo 3a)

Os resultados das LF foram comparados ao modelo numérico de cálculo da Figura 133, que representou fielmente o experimental e serviu para a calibração dos parâmetros termomecânicos. Visando reduzir a onerosidade das resoluções numéricas e o tempo de processamento, adotou-se duas nervuras da laje. Foi elaborado um modelo para cada LF experimentalmente avaliada, já mostradas na Tabela 12. A distância entre apoios foi idêntica ao da LF, como já se mostrou na Figura 51, ou seja, de 2,3 m. O carregamento foi aplicado distribuído na superfície da laje. Nesta calibração, o modelo numérico adotou os mesmos pontos de leitura experimentais (ver a Figura 54 já mostrada).

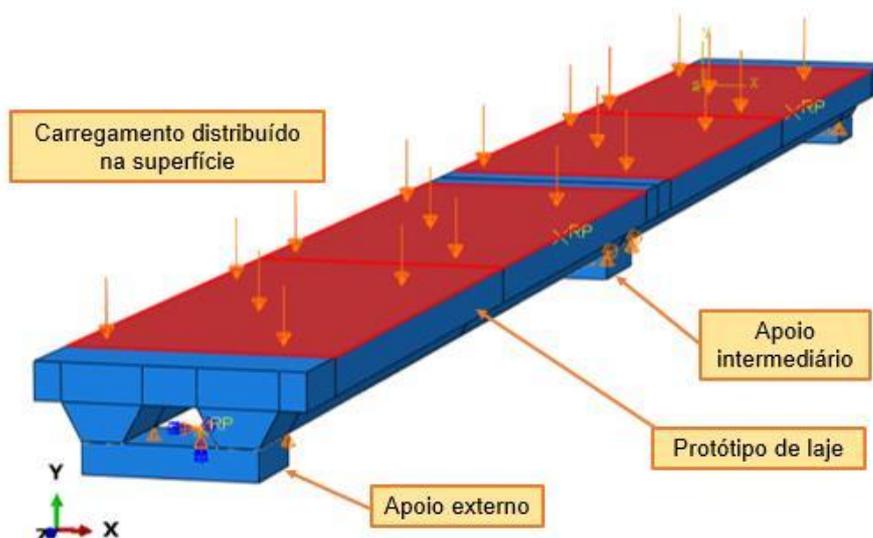


Figura 133 – Modelo de cálculo: calibração parâmetros termomecânicos (modelo 3a)

Os parâmetros empregados no modelo termomecânico são mostrados na Figura 134. Ele foi resolvido no Abaqus/Explicit (*Explicit dynamic analysis*). A nomenclatura dos parâmetros listados está mostrada na simbologia desta tese.

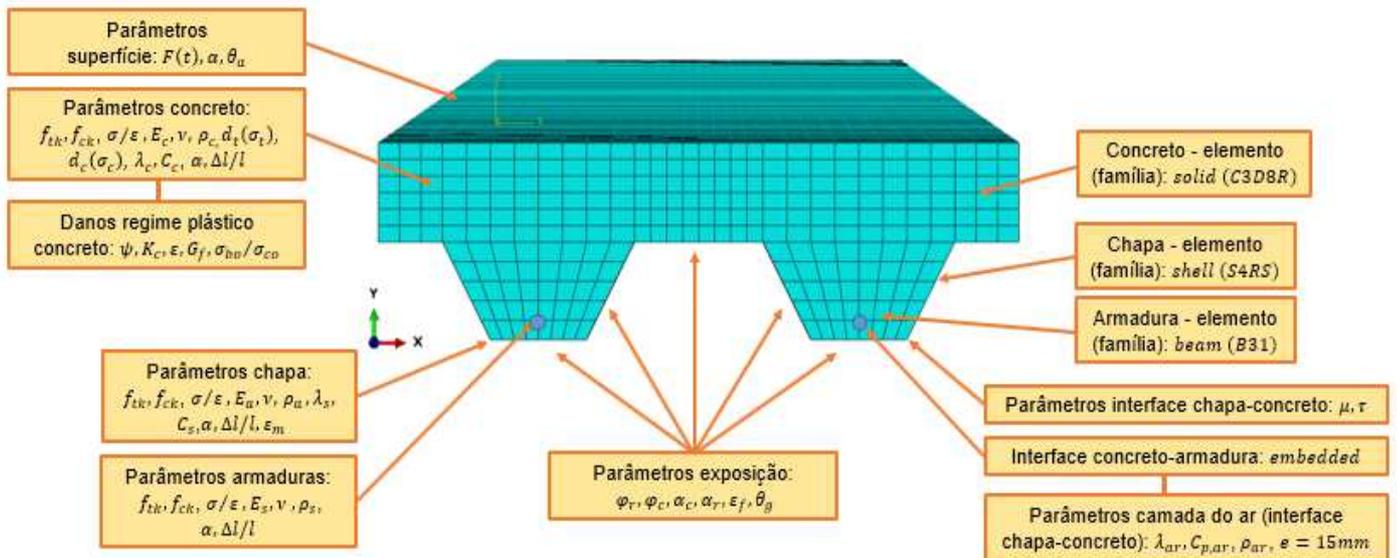


Figura 134 – Modelo de cálculo: análise numérica - parâmetros termomecânicos

A modelagem foi feita usando o procedimento termomecânico sequencialmente desacoplado. Nesse caso, um modelo térmico foi processado separadamente, obtendo-se a distribuição de temperaturas nodais no tempo requerido e temperatura especificada, que no caso é a ISO 834. Tal arquivo de dados obtido através desse processamento foi, *a posteriori*, incorporado ao novo modelo alimentado pelos parâmetros dos materiais em função da temperatura. Este artifício trata-se de uma espécie de predefinição ou campo inicial estabelecido antes do processamento. Na sequência, um novo processamento foi feito, correlacionando ambas as informações (térmicas e mecânicas).

Para a obtenção das trajetórias de equilíbrio foi adotado o processo incremental-iterativo de Newton-Raphson. Nessas simulações arbitrou-se tolerância de convergência de 0,05 ao vetor de deslocamentos incrementais, a exemplo do que foi feito nos estudos de Gao *et al.* (2013) e Yin e Wang (2004).

d) Modelo de investigação numérica (modelo 3b)

O modelo de cálculo admitido está mostrado na Figura 135. Trata-se do mesmo modelo usado na calibração paramétrica das LF (ver a Figura 133 do modelo 3a), exceto pela aplicação do carregamento (força F). No modelo 3b, F foi acoplada à superfície da

laje de modo a produzir uma força distribuída em toda a área da sua superfície. O critério permitiu discutir os resultados de tensões e deformações do modelo segundo os valores de F . Os parâmetros térmicos e termomecânicos usados neste modelo foram os mesmos empregados na calibração paramétrica (modelos 1 e 2). O carregamento foi aplicado de modo distribuído pois se identificou preliminarmente que os carregamentos concentrados provocam desprendimentos precoces da chapa em relação ao concreto.

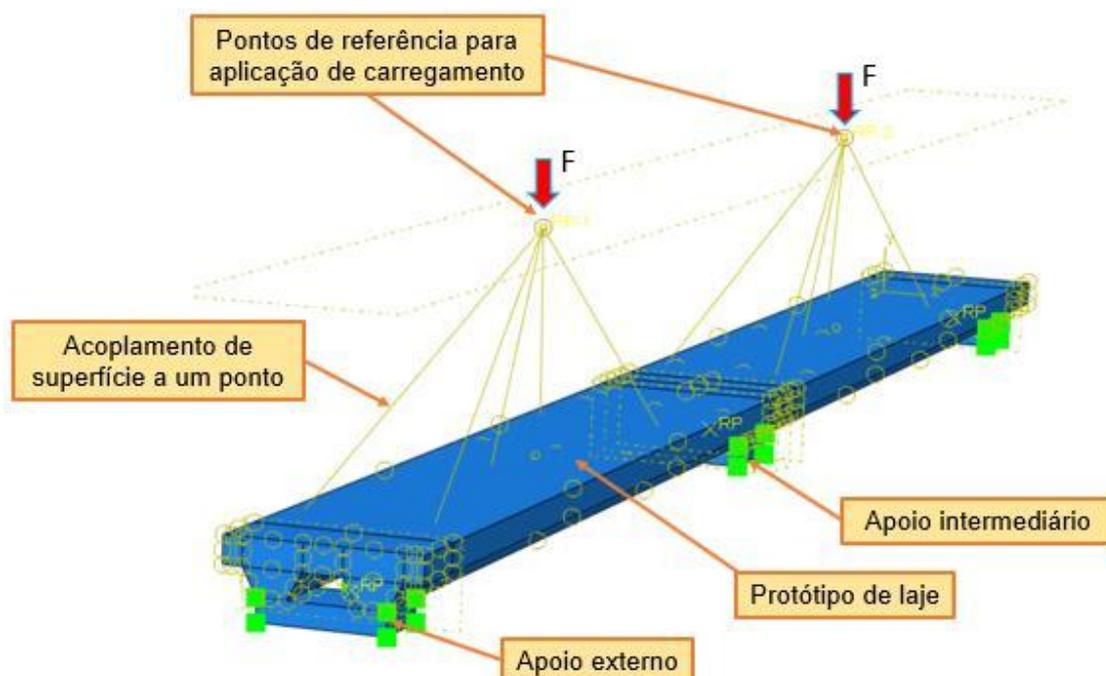


Figura 135 – Modelo de cálculo: análises termomecânicas (modelo 3b)

A taxa de aplicação da força F foi idêntica ao das lajes LA, sendo de 10 kN/min.

4.4.4 Considerações parciais

Os modelos numéricos propostos possuem dois propósitos elementares: *a priori*, a calibração paramétrica e, *a posteriori*, as extrapolações numéricas. A primeira foi usada para validar e credibilizar os modelos em questão, enquanto a segunda para resolver os objetivos da pesquisa. Para isso, três modelos foram idealizados: mecânico, térmico e termomecânico, sendo chamados de modelo 1, 2 e 3, respectivamente.

O modelo mecânico proposto (modelo 1) é idêntico ao laboratorial (lajes LA). Ele foi utilizado somente para a calibração paramétrica do modelo a temperatura ambiente. O mesmo foi feito com o modelo térmico (modelo 2). Ele foi concebido com as mesmas características geométricas do modelo de laboratório das análises em altas temperaturas

(lajes LF). Tal modelo, além de servir para calibração paramétrica das variáveis inerentes a difusividade térmica dos materiais (modelo 2a), também foi adotado nas extrapolações numéricas (modelo 2b), *i.e.*, nas análises para além da fronteira que se estabeleceu nas análises experimentais.

Para integrar os modelos (*i.e.*, mecânico e térmico), foi desenvolvido um terceiro: o termomecânico (modelo 3). Neste modelo, os parâmetros mecânicos e térmicos foram correlacionados, o que representou efetivamente avaliar o comportamento mecânico da estrutura quando afetada pelas altas temperaturas. Dois modelos termomecânicos foram usados. O primeiro serviu para calibração paramétrica (modelo 3a) e tomou como base os resultados dos ensaios de resistência ao fogo (lajes LF). Já o segundo foi empregado nas extrapolações numéricas (modelo 3b) adotadas no estudo proposto.

A estratégia admitida para o desenvolvimento do estudo proposto – através dos modelos 2b e 3b supracitados – é apresentada a seguir.

4.5 Plano de simulações

Neste item se discute o planejamento do estudo numérico desenvolvido para além das fronteiras e limites experimentalmente definidos. Foram desenvolvidos dois tipos de análises numéricas: uma de cunho térmico e outra termomecânica, onde foram adotados os modelos numéricos 2b e 3b anteriormente referidos.

Na primeira análise, a térmica, foram analisadas a distribuição de temperaturas na seção transversal da laje, especificadamente armaduras, chapa perfilada e diferentes camadas da parcela de concreto, além do isolamento térmico. Estas temperaturas foram comparadas às praticadas pelo método simplificado do Anexo D do EN 1994-1.2. Foram testadas outras características de seção transversal, diferentes das experimentalmente adotadas. As variáveis numericamente testadas foram: a espessura de cobrimento das armaduras e seu diâmetro, espessura da camada de concreto e altura da chapa perfilada de seção trapezoidal. Esta medida possibilitou ampliar a investigação e testar a validade dos resultados experimentais para outras situações construtivas.

Na segunda análise, a termomecânica, foi analisado a distribuição de tensões na laje para diferentes circunstâncias de projeto, tais como arranjo e diâmetro de armaduras positivas e/ou negativas, carregamentos e vãos. Para tanto, utilizou-se dois critérios: (C1) distribuição de temperatura em estado estacionário com aumento do carregamento na laje ao longo do tempo, e (C2) distribuição de temperatura em estado transiente e carregamento

constante no tempo. O C1 permitiu determinar a capacidade última de carregamento da laje para determinada temperatura e/ou tempo da ISO 834, enquanto o C2 a sua resistência ao fogo. Os níveis de tensão e deformação nas lajes foram discutidos para ambos critérios.

Ao término de ambas as análises foi realizado o agrupamento dos resultados para a discussão do efeito e influência da continuidade estrutural das lajes mistas ao incêndio. Com a interpretação destes resultados, foi proposto um método simplificado de determinação do momento resistente positivo e negativo destas lajes, além de equações de determinação das temperaturas na chapa perfilada, armaduras e concreto.

O resumo das duas análises é mostrado na Figura 136.

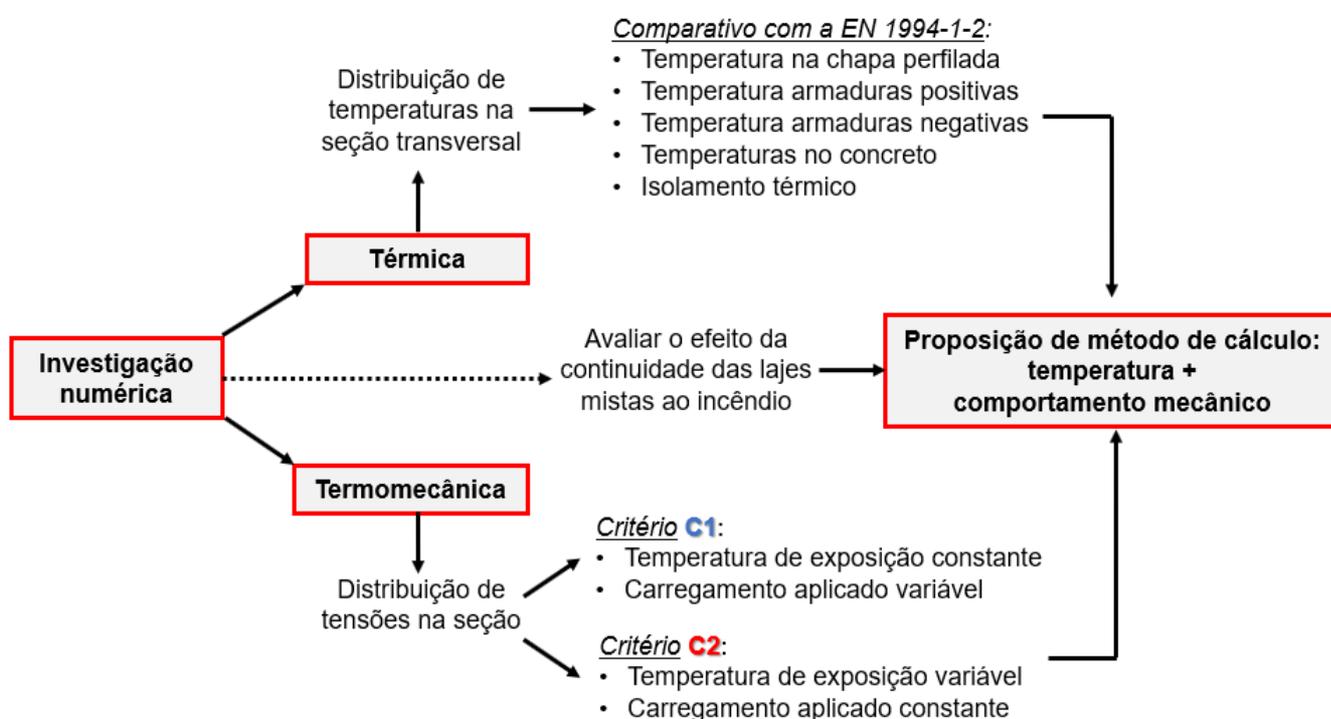


Figura 136 – Resumo: análises adotadas na investigação numérica

Ambas as análises - térmicas e termomecânicas - praticadas neste estudo estão descritas e pormenorizadas a seguir.

4.5.1 Análise térmica

a) Comparação entre os resultados normativos, experimentais e numéricos

As dimensões da seção transversal admitida nesta parte foram: $h_c = 60$ mm; $h_f = 59$ mm; $c = 15$ mm; $\emptyset(+)$ = 6,3 ou 10 mm e $\emptyset(-)$ = 6,3 ou 10 mm (Figura 137). Essa seção foi idêntica a praticada experimentalmente (LA e LF). Por meio desta seção foi realizado

o comparativo entre as temperaturas da seção transversal extraídas numericamente com aquelas obtidas pelo método simplificado do Anexo D do EN 1994-1.2

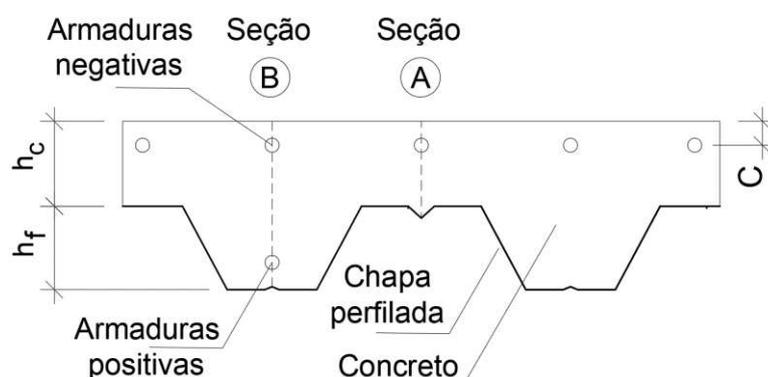


Figura 137 – Características geométricas da seção admitida no comparativo

No caso das armaduras negativas e isolamento térmico, outros valores de h_c e C foram testados. As extrapolações são mostradas na Tabela 23.

Tabela 23 – Parâmetros da seção transversal usados no comparativo entre modelo experimental e numérico: armaduras negativas e isolamento térmico

Parâmetro analisado	Variáveis analisadas nas extrapolações
Armaduras negativas	$h_c = 40, 50, 60$ e 70mm ; $h_f=75\text{mm}$; $C=10, 20$ e 30mm
Isolamento térmico	$h_c = 30, 50, 70, 90, 120, 145\text{mm}$

Na análise das armaduras negativas, os valores de h_c foram 40, 50, 60 e 70mm. O menor valor de h_c foi de 40 mm, pois trata-se do mínimo praticado pela EN 1994-1.2. O maior h_c foi de 70 mm, pois para espessuras iguais ou superiores a esta as armaduras negativas já não foram mais afetadas pelas temperaturas, independente da espessura de cobertura das armaduras admitido (10, 20 ou 30mm). Nessa análise foi também testada a chapa com $h_f=75\text{mm}$, pois trata-se da segunda geometria comercial de chapa disponível no Brasil. O detalhe da chapa com $h_f = 75\text{mm}$ está mostrado na Figura 138.

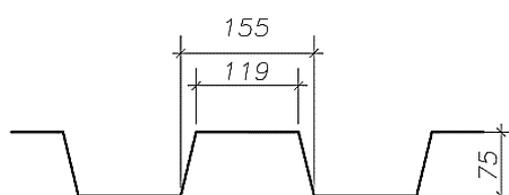


Figura 138 – Geometria da chapa perfilada com $h_f = 75\text{mm}$

No caso da análise do isolamento térmico, os valores de h_c foram indiretamente escolhidos conforme o critério de espessura efetiva h_{eff} de laje requerida na Tabela D6-item D4 do EN1994-1-2. Segundo os valores de h_{eff} do método simplificado normativo, os valores de h_c devem ser de 30, 50, 70, 90, 120 e 145 mm. As demais características do modelo numérico foram análogas ao admitido na calibração paramétrica do mesmo, conforme já mostrado na Figura 130 e Figura 131.

A seguir estão apresentados os itens do Anexo D do EN 1994-1.2 empregados no comparativo com as valores de temperatura obtidos experimentalmente.

b) Itens normativos adotados na comparação com os resultados do modelo numérico e experimental

A seguir mostram-se os procedimentos normativos usados no comparativo.

- Relativos ao concreto

Nas temperaturas da parcela de concreto foi considerado o critério apresentado no cálculo do momento resistente negativo proposto no item D.3 do Anexo D da EN 1994-1.2 (CEN, 2011). Neste caso, a norma define uma isoterma de temperatura crítica. Na locação da isoterma de referência, ela estabelece 4 pontos de coordenadas $X_I, X_{II}, X_{III}, X_{IV}$ e $Y_I, Y_{II}, Y_{III}, Y_{IV}$, respectivamente. A temperatura crítica é definida pela EN 1994-1.2 no mesmo anexo. A parcela da seção transversal acima dessa isoterma de referência é considerada isenta da ação das altas temperaturas. Nas coordenadas de referência que são praticadas na norma, comparou-se a temperatura crítica normativa com a respectiva temperatura obtida nas mesas coordenadas do modelo numérico.

- Relativos à chapa perfurada

Definida no item D.2 da EN 1994-1.2, com b_0, b_1, b_2, b_3 e b_4 tabelados, definidos para cada componente da chapa nos tempos de 60, 90 e 120 min. Nessa equação, o parâmetro Φ é um fator de configuração da mesa superior, calculado pela regra de Hottel (Hottel e Cohen, 1958). Comparou-se as temperaturas obtidas pela aplicação do método normativo com aquelas obtidas no modelo numérico.

- Relativos às armaduras positivas

Definida pelo procedimento analítico do Anexo D do EN 1994-1.2, na Equação D5 da norma. Nela, z é um fator que indica a posição da armadura, onde u_1, u_2 e u_3 são as menores distâncias geométricas do eixo da armadura à forma de aço, e c_0, c_1, c_2, c_3, c_4 e c_5 coeficientes obtidos no mesmo anexo normativo. O valor de A/L_r correlaciona a área

da seção transversal do concreto dentro da nervura e a superfície desta, calculado pela EN 1994-1.2 no item D.2. Comparou-se as temperaturas obtidas pela aplicação do método normativo com aquelas obtidas no modelo numérico.

- Relativos às armaduras negativas

O item D.3 do EN 1994-1.2 (CEN, 2011) indica que, no cálculo dos momentos resistentes negativos das lajes, as armaduras negativas podem ser admitidas estando a temperatura ambiente. Este raciocínio se fundamenta na definição da temperatura crítica do concreto, pois, conforme a norma, a parcela do concreto acima da isoterma crítica, calculadas pelas coordenadas X_n e Y_n , pode ser admitido a temperatura ambiente.

Logo, o comparativo feito nessa análise foi identificar as temperaturas das barras negativas para diferentes geometrias e situações, conforme a Tabela 23, e identificar se elas atingem a temperatura crítica de 500°C, conforme estabelecido pela fib Bulletin nº38 (FIB, 2007). As temperaturas devem ser inferiores a esse limite.

- Relativos ao isolamento térmico

Nesse requisito, foi admitido o item D.4 do EN 1994-1.2 (CEN, 2011), o qual indica a necessidade de ser atendida uma espessura efetiva mínima de laje. A tabela serviu de referência na comparação com os valores obtidos nesta tese. As espessuras efetivas foram modeladas numericamente e comparadas o item D.6 da norma.

c) Proposição da metodologia de cálculo de temperaturas na seção das lajes

As equações propostas para definição das temperaturas na seção transversal das lajes tomaram como base as leituras extraídas do modelo térmico de análise numérica. Dois casos foram admitidos: laje mista com chapa perfilada de altura $h_f = 59$ mm e $h_f = 75$ mm (conforme a simbologia da Figura 137). Estes dois casos foram escolhidos por se tratarem das únicas opções de chapa atualmente comercializadas no Brasil. Não foram admitidas variações das espessuras das chapas, pois testes preliminares com as bitolas disponíveis no mercado (*i.e.*, 0,80; 0,95 e 1,25 mm) mostraram pouca variação de leitura das temperatura.

As formulações representativas da evolução das temperaturas junto aos materiais que constituem a seção da laje adotaram a seguinte estratégia: em pontos pré-definidos da seção, realizou-se a leitura das temperaturas através do *software* Abaqus. Entendeu-se que estas leituras eram representativas pois o modelo foi calibrado com os parâmetros normativos e dados de laboratório. Com as curvas de temperaturas estabelecidas à cada

material, definiu-se uma formulação algébrica polinomial que representasse tal evolução. Para cada material adotou-se uma estratégia distinta, conforme discutido a seguir.

No caso da chapa, a equação polinomial adotada para representar a sua evolução de temperatura ao longo do tempo da ISO 834 consistiu numa formulação representativa da média entre as leituras na mesa inferior, superior e alma da chapa.

Para o concreto, duas situações foram estabelecidas: a temperatura na região da nervura e acima da nervura (ou seja, abaixo e acima, respectivamente, do alinhamento da mesa superior da chapa). Na primeira situação, arbitrou-se que a temperatura média do concreto seja obtida pela média ponderada das temperaturas de 8 pontos de leitura: T1 a T8, conforme a Figura 139a. Extraíram-se 8 curvas polinomiais, representativas de cada ponto. A formulação final das temperaturas do concreto foi obtida pela simplificação das expressões algébricas obtidas nestes 8 pontos, pela técnica de adição e subtração de variáveis comuns, fazendo uma média ponderada dos mesmos.

O equivalente foi feito para o concreto acima da nervura, sendo adotados 9 pontos de leitura (pontos C), conforme a Figura 139b. Eles foram escolhidos para representar a média das temperaturas da região pois expressam pontos estratégicos das isotermas da seção da laje: alinhamento da mesa inferior (*i.e.*, de maior espessura da laje), da mesa superior (*i.e.*, de menor espessura) e na transição entre ambas.

Nas armaduras positivas, admitiu-se 3 hipóteses possíveis de projeto: espessura de cobertura de 10, 20 e 30 mm, formando as leituras das armaduras chamadas de 1, 2 e 3, respectivamente, conforme a Figura 139c. Estas espessuras foram escolhidas pois representam as corriqueiramente admitidas pela NBR 6118 e EN 1992-1.1. Foi definida uma formulação algébrica para cada caso (armadura 1, 2 e 3).

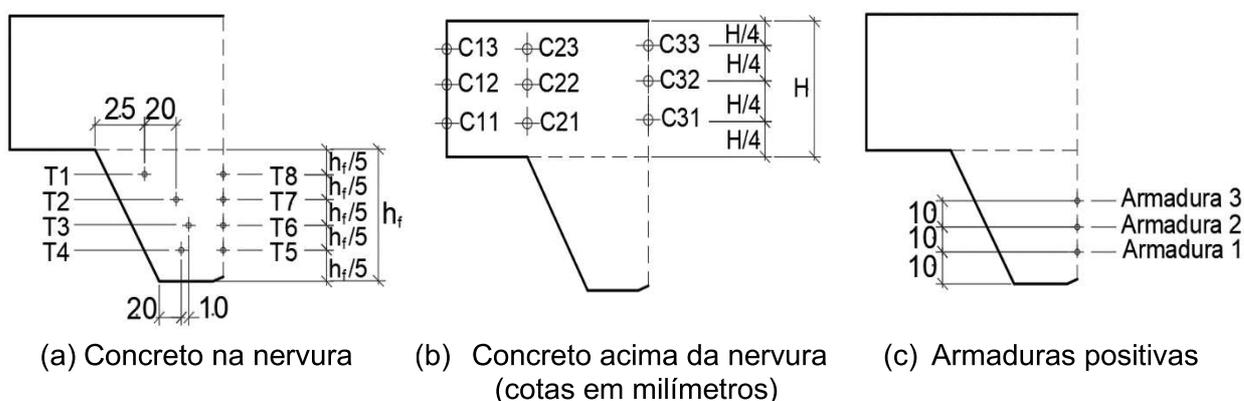


Figura 139 – Pontos de leitura das temperaturas na proposição das equações

No caso das armaduras negativas, não foram propostas equações algébricas para a definição das temperaturas. Definiu-se um procedimento para identificar se elas estão numa região da seção transversal da laje que ofereça ou não proteção térmica, conforme já discutido na Tabela 23.

4.5.2 Análise termomecânica

As lajes desta análise numérica foram chamadas de LAN (Laje Análise Numérica). Com estes modelos foram feitas as análises pelos critérios C1 e C2, designados abaixo.

a) Critério C1: temperaturas constantes e carregamentos transitório no tempo

Nesta análise as temperaturas da seção transversal da laje foram aquelas obtidas quando atingido o tempo de 30, 45, 60, 90, 120, 150 e 180 min de exposição à ISO 834. Um modelo térmico foi simulado em separado para definir a distribuição de temperatura em cada instante de tempo supracitado. As temperaturas foram, então, incorporadas a um segundo arquivo (novo modelo), onde a análise termomecânica foi resolvida. Aplicou-se o carregamento sobre a laje – devidamente afetada pela distribuição de temperatura em questão – até a ruína. Em cada modelo termomecânico, a distribuição de temperatura obtida na seção foi aplicada desde o princípio da análise ($t=0$). Estes instantes de tempo foram escolhidos por serem adotados na classificação de resistência ao fogo por normas como NBR 14432 (ABNT, 2001) e EN 13501-2 (EN, 2016).

O critério permitiu compreender o carregamento último de lajes mistas em tempos e temperaturas específicas da ISO 834. Foi avaliado o efeito provocado pelos diferentes arranjos e diâmetros das armaduras positivas e negativas – mecanicamente degradadas pela ação das temperaturas – no estado limite último das lajes ao incêndio. Os modelos do C1 estão listados na Tabela 24, consistindo no uso de armaduras positivas, negativas ou de ambas. A seção transversal admitida nessa análise foi idêntica à usada no modelo experimental (ver Figura 41).

As análises pelo C1 foram concentradas no momento positivo máximo, negativo máximo, deformações verticais e escorregamento relativo chapa-concreto. A análise dos momentos foi desenvolvida na (i) seção 1, de momento positivo máximo; e na (ii) seção 2, de momento negativo máximo, conforme a Figura 140.

Tabela 24 – Nomenclatura dos protótipos das LAN – Critério C1

Nome	Armadura Positiva (mm)	Armadura negativa (mm)	Seção transversal
LAN 1	-	-	
LAN 2	Ø6,3	-	
LAN 3	Ø8,0	-	
LAN 4	Ø10	-	
LAN 5	-	Ø6,3	
LAN 6	-	Ø8,0	
LAN 7	-	Ø10,0	
LAN 8	Ø6,3	Ø6,3	
LAN 9	Ø8,0	Ø8,0	
LAN 10	Ø10,0	Ø10,0	

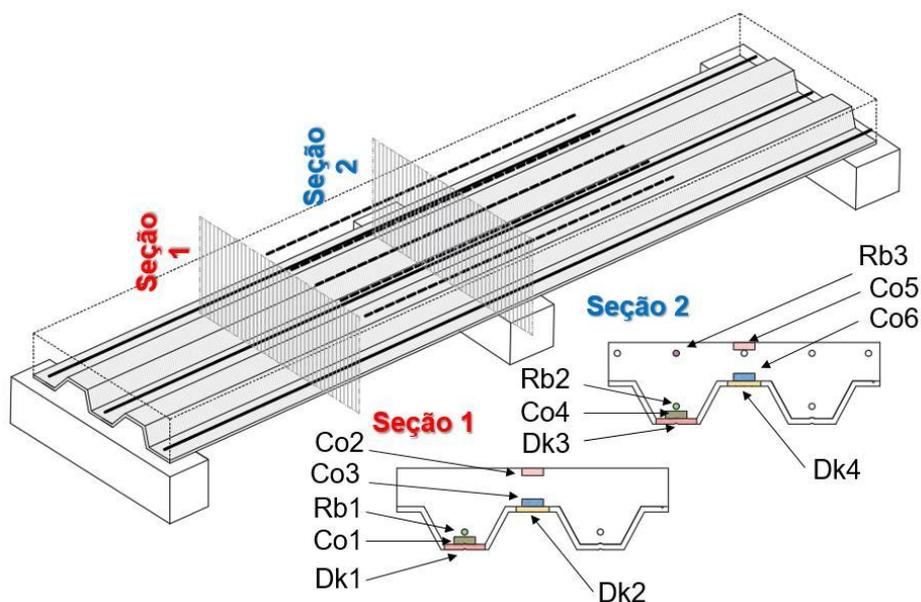


Figura 140 – Pontos de medição das tensões: lajes numericamente analisadas

Em cada seção, avaliou-se a evolução das tensões para cada incremento de força aplicada na laje. A descrição dos pontos de leitura são mostrados a seguir:

- Mesa inferior da chapa perfilada no meio do vão (*Ch.1*);
- Mesa superior da chapa perfilada no meio do vão (*Ch.2*);
- Mesa inferior da chapa perfilada junto ao apoio intermediário (*Ch.3*);

- Mesa superior da chapa perfilada junto ao apoio intermediário (*Ch.4*);
- Armaduras positivas no meio do vão (*Ar.1*);
- Armaduras positivas junto ao apoio intermediário (*Ar.2*);
- Armaduras negativas junto ao apoio intermediário (*Ar.3*);
- Concreto superfície superior junto ao apoio intermediário (*Co.1*);
- Concreto adjacente à mesa inferior da chapa junto ao apoio intermediário (*Co.2*);
- Concreto adjacente a mesa superior da chapa junto ao apoio intermediário (*Co.3*);
- Concreto superfície superior no meio do vão (*Co.4*);
- Concreto adjacente à mesa inferior da chapa perfilada no meio do vão (*Co.5*);
- Concreto adjacente à mesa superior da chapa perfilada no meio do vão (*Co.6*).

A continuidade estrutural de cada laje foi definida pelo carregamento que provoca a plastificação da seção 2. As deformações verticais foram registradas na adjacência da seção 1. O escorregamento relativo chapa-concreto foi feito nas extremidades.

b) Critério C2: temperaturas transitórias e carregamentos constantes no tempo

Para compreensão da influência das tensões de origem térmica desenvolvidas ao longo da exposição da laje às altas temperaturas, o carregamento aplicado sobre ela foi tratado como constante e a evolução das temperaturas de exposição como variável no tempo. Nesse caso, admitiu-se a curva padronizada da ISO 834 até os 180 min.

Os modelos de cálculo admitidos ao critério C2 estão mostrados na Tabela 25. No C2 foram analisadas somente algumas lajes propostas no C1, sendo elas: LAN3, 6 e 9, usando o diâmetro de 8,0 mm, bem como a laje sem armaduras suplementares, a LAN1. O diâmetro de 8,0 mm foi escolhido pois representa a bitola comercial compreendida entre 6,3 e 10 mm, testadas experimentalmente e adotadas na calibração paramétrica. A Tabela 25 mostra que foram analisadas lajes sem carregamento aplicado, bem como com 4,0; 8,0 e 16,0 kN/m². Nas análises sem o carregamento aplicado, foi possível isolar o efeito das tensões térmicas produzidas na laje. O vão de 3,5 m, maior em relação aos anteriores, que são de 2,3 m, foi testado para compreender a influência desta variável nos resultados. As leituras foram realizadas nos mesmos pontos da Figura 140 do C1.

O critério da nomenclatura admitida nestes modelos é mostrada abaixo.



Tabela 25 – Nomenclatura dos protótipos das LAN – Critério C2

Laje	Armadura positiva	Armadura negativa	Vão	Carregamento	Nomenclatura atribuída
LAN1	-	-	2,3m	4,0 kN/m ²	[LAN 1 v2,3 q4,0]
LAN3	8,0 mm	-	2,3m	0,0 kN/m ²	[LAN 3 v2,3 q0,0]
LAN3	8,0 mm	-	2,3m	4,0 kN/m ²	[LAN 3 v2,3 q4,0]
LAN3	8,0 mm	-	2,3m	8,0 kN/m ²	[LAN 3 v2,3 q8,0]
LAN3	8,0 mm	-	2,3m	16,0 kN/m ²	[LAN 3 v2,3 q16,0]
LAN3	8,0 mm	-	3,5m	4,0 kN/m ²	[LAN 3 v3,5 q4,0]
LAN6	-	8,0 mm	2,3m	0,0 kN/m ²	[LAN 6 v2,3 q0,0]
LAN6	-	8,0 mm	2,3m	4,0 kN/m ²	[LAN 6 v2,3 q4,0]
LAN6	-	8,0 mm	2,3m	16,0 kN/m ²	[LAN 6 v2,3 q16,0]
LAN6	-	8,0 mm	3,5	4,0 kN/m ²	[LAN 6 v3,5 q4,0]
LAN9	8,0 mm	8,0 mm	2,3m	0,0 kN/m ²	[LAN 9 v2,3 q0,0]
LAN9	8,0 mm	8,0 mm	2,3m	4,0 kN/m ²	[LAN 9 v2,3 q4,0]
LAN9	8,0 mm	8,0 mm	2,3m	16,0 kN/m ²	[LAN 9 v2,3 q16,0]
LAN9	8,0 mm	8,0 mm	3,5m	4,0 kN/m ²	[LAN 9 v3,5 q4,0]

No comparativo entre as lajes [LAN 3 v2,3 q0,0], [LAN 3 v2,3 q4,0], [LAN 3 v2,3 q8,0] e [LAN 3 v2,3 q16,0], que possuíam somente armaduras positivas, foi analisada a influência do carregamento aplicado na magnitude das tensões produzidas ao longo da ISO 834. No caso das lajes que possuíam somente armaduras negativas, o equivalente foi feito no comparativo entre [LAN 6 v2,3 q0,0], [LAN 6 v2,3 q4,0], [LAN 6 v2,3 q16,0]. Já nas lajes com armaduras positivas e negativas, o mesmo foi realizado na comparação feita entre [LAN 9 v2,3 q0,0], [LAN 9 v2,3 q4,0], [LAN 9 v2,3 q16,0]. Nas lajes LAN 6 e 9 não foi analisado o carregamento de 8,0 kN/m², como foi feito na LAN3. Adotou-se esse critério para reduzir o tempo de processamento e a quantidade de modelos numéricos.

No estudo entre as lajes [LAN 1 v2,3 q4,0], [LAN 3 v2,3 q4,0], [LAN 6 v2,3 q4,0] e [LAN 9 v2,3 q4,0], avaliou-se a influência das armaduras positivas e negativas, isoladas ou combinadas, nas tensões em questão. O comparativo destas lajes com a [LAN 1 v2,3 q4,0], sem armaduras, serviu como referência. Comparando [LAN 3 v2,3 q4,0] e [LAN 3 v3,5 q8,0], compreendeu-se a influência da dimensão do vão nas tensões desenvolvidas nas lajes apenas com armaduras positivas. O mesmo foi feito no comparativo entre [LAN 6 v2,3 q4,0] e [LAN 6 v3,5 q8,0], e entre [LAN 9 v2,3 q4,0] e [LAN 9 v3,5 q8,0], as quais verificaram a influência das armaduras negativas e de ambas (positivas e negativas).

Especificamente no caso da [LAN 3 v2,3 q4,0], fez-se uma análise retirando: (i) armaduras e (ii) armaduras e a chapa perfilada. O objetivo da análise foi compreender a influência dessas variáveis nos resultados obtidos em [LAN 3 v2,3 q4,0], o que pode ser extrapolados aos demais casos.

4.5.3 Considerações parciais

Os modelos térmicos propostos buscaram discutir a distribuição das temperaturas na seção das lajes mistas e compará-las ao método simplificado do Anexo D do EN 1994-1.2. Admitiu-se a temperatura da chapa perfilada, armaduras e concreto. Para ampliar os resultados laboratoriais, foram propostas outras espessuras da camada de concreto, cobertura e diâmetro das armaduras e altura da chapa. As temperaturas na face não exposta ao aquecimento da laje também foram analisadas quanto ao isolamento térmico para geometrias da seção transversal distintas das adotadas experimentalmente. Estas análises subsidiaram equações matemáticas para determinar as temperaturas na seção, bem como análise crítica das proposição normativas equivalentes.

Já na análise termomecânica, dois critérios foram adotados: C1 e C2. No C1 foi admitido o carregamento em regime transiente e temperatura estacionária no tempo. Tal critério permitiu compreender o carregamento último da laje em determinados tempos da ISO 834, sobretudo os praticados na NBR 14432 e EN 13501-2 nas classificações de resistência ao fogo. A distribuição de temperaturas na seção foi constante desde o início da análise ($t=0$ min), sendo referete aos 30, 45, 60, 90, 120, 150 e 180 min de exposição à ISO 834. O C1 possui o inconveniente de não representar a evolução das tensões de natureza térmica ao longo do aquecimento, o que não ocorre no C2.

O C2, por sua vez, admite as temperaturas em regime transiente e carregamento estacionário, possibilitando compreender a evolução das tensões de cunho térmico que

se formam no aquecimento. Ele foi adotado pelo fato da literatura destacar o acréscimo de esforços de origem térmica durante o aquecimento que alteram o estado de tensão das lajes ao incêndio. O C2 possui o inconveniente de tornar demorada a definição do carregamento último da laje, sendo necessário vários modelos e simulações, o que não ocorre no C1.

A análise térmica foi resolvida com o modelo 2b e a termomecânica com o modelo 3b. A validação dos modelos numéricos adotados (modelo 1, 2 e 3) estão apresentados a seguir. Com os modelos validados e calibrados, incorpora-se credibilidade ao estudo numérico desenvolvido nesta tese.

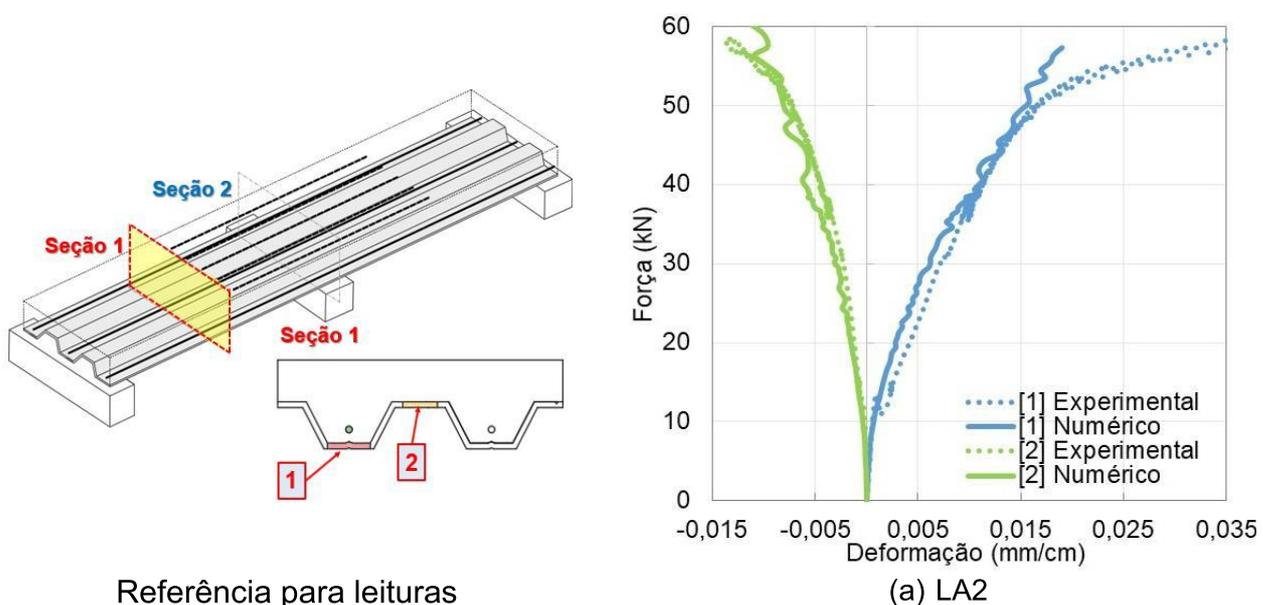
4.6 Validação dos modelos numéricos

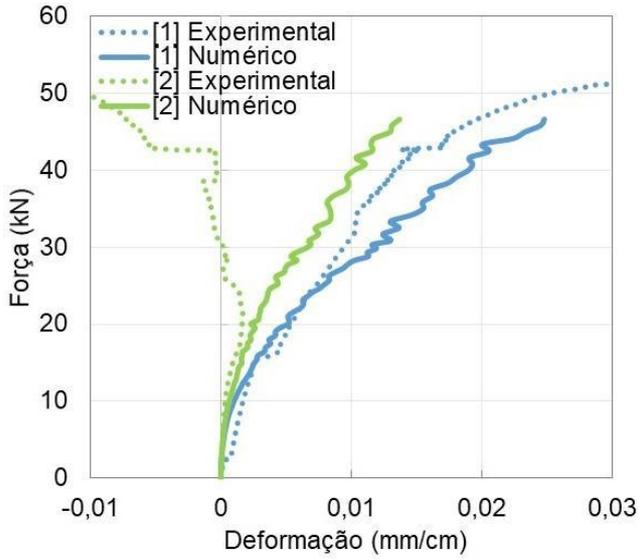
A validação dos modelos numéricos deste estudo está apresentada neste item. O modelo numérico final admitido foi validado por 27 pontos de calibração experimental, os quais já foram apresentados na Figura 54. Nos itens a seguir admitiu-se a sigla ME para referência ao modelo experimental e MN ao modelo numérico equivalente.

4.6.1 Mecânico (modelo 1)

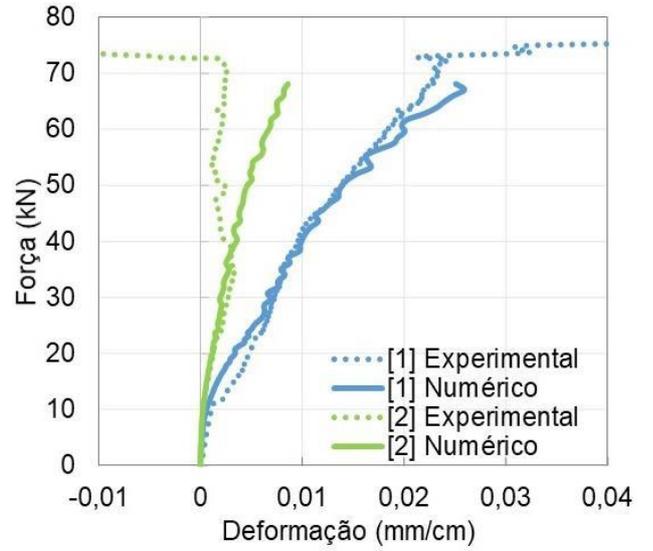
a) Extensão da chapa no meio do vão (ponto 1 e 2 -Seção 1)

Os comparativos entre os resultados do ME e MN estão apresentados na Figura 141a-f. A mesa inferior e superior da LA1 e LA7 não foram instrumentadas.

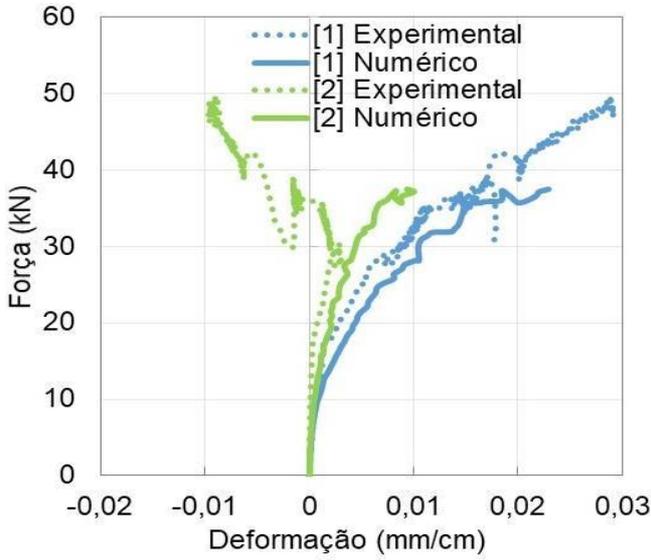




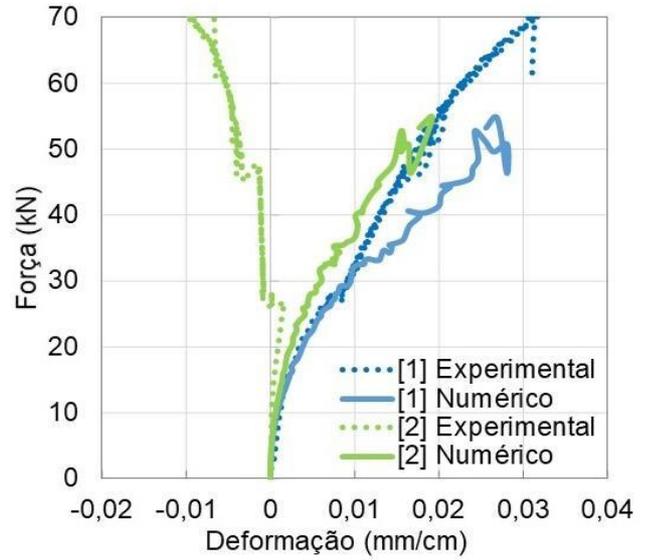
(b) LA3



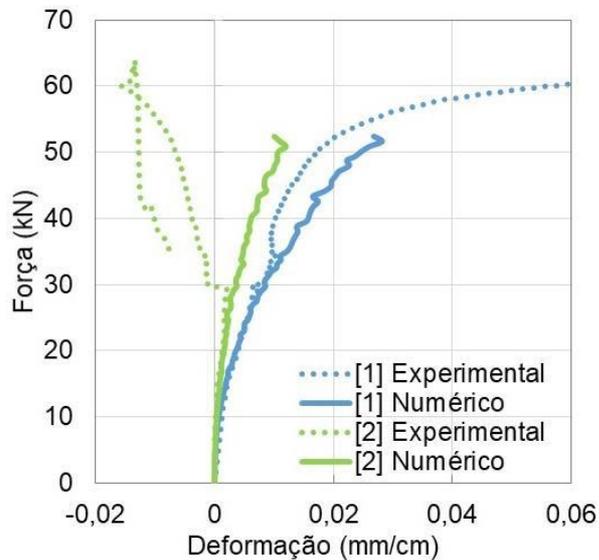
(c) LA4



(d) LA5 e 6



(e) LA8



(f) LA9

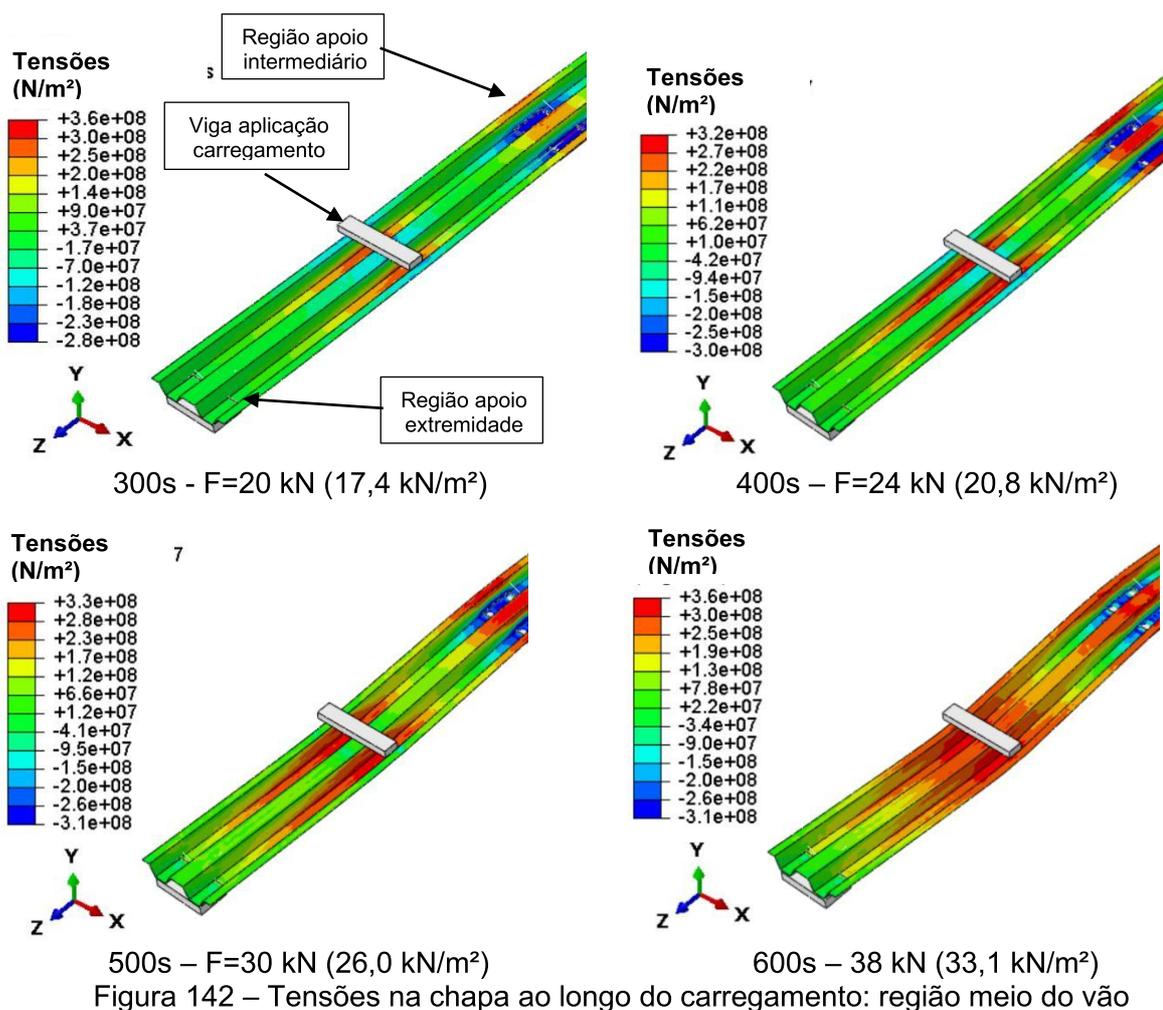
Figura 141 – Calibração alongamento da chapa junto ao vão central

Em alguns casos, a fissuração do concreto somado ao desprendimento da chapa alterou a posição da linha neutra, modificando a natureza dos esforços – de tração para compressão – na mesa superior após certo carregamento, conforme é percebido no ME. Na Figura 141a foi mostrada o comparativo da LA2. As perturbações nas leituras do MN convergiram com as laboratoriais, como os estalos e fissuras no concreto, induzidas pelo escorregamento da chapa. As variações das leituras se referem a iteração entre a chapa-concreto e cisalhamento longitudinal do MN. Quando atingida a respectiva tensão limite de cisalhamento longitudinal, o escorregamento foi iniciado. Já o comparativo da LA3 é mostrado na Figura 141b. Tal como na LA2, as perturbações do MN acompanharam as manifestações experimentais. Há um aumento delas aos 40 kN, instante em que houve o desprendimento da chapa no ME.

Na Figura 141c mostra-se o comparativo da LA4. A justificativa da mesa superior ter convergência com o experimental até determinado carregamento é análoga ao citado anteriormente. Tanto no ME quanto MN, o estado limite último foi atingido por volta dos 70 kN. Já na Figura 141d mostra-se o comparativo da LA5 e 6. Novamente foi percebido convergência entre modelos. O instante em que ocorreram estalos e fissuras no concreto no ME, por volta de 30 kN, também mostrou perturbações no MN, marcando o início do escorregamento relativo entre ambos.

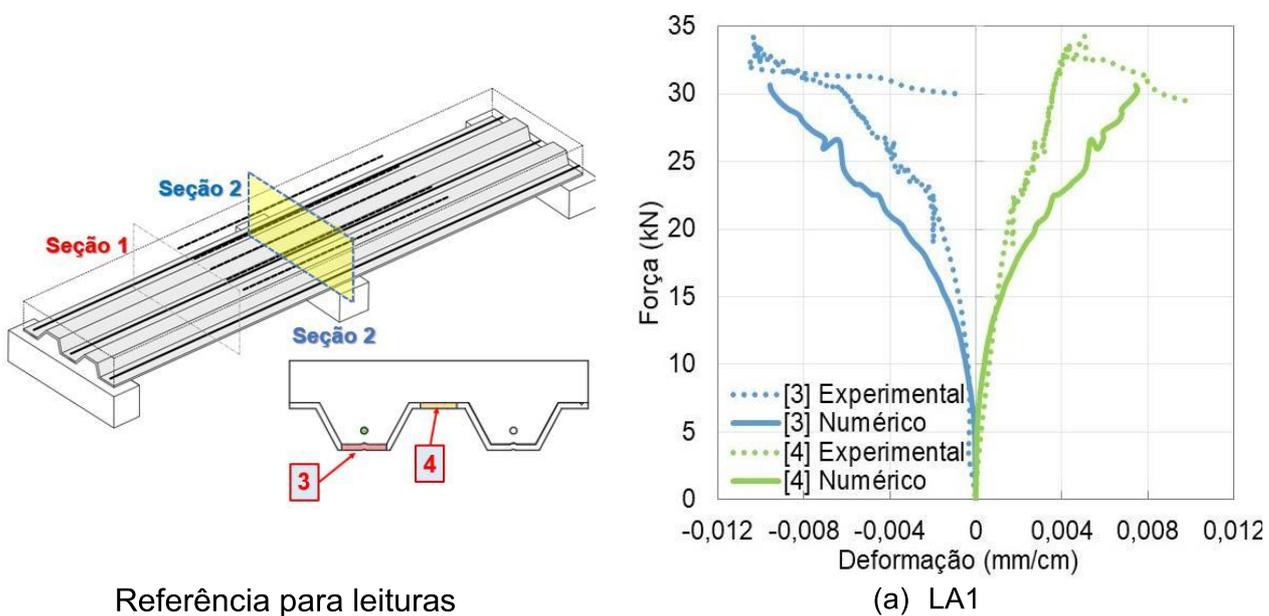
A LA8 é mostrada na Figura 141e. As perturbações das leituras do MN indicaram escorregamento relativo entre chapa e concreto, aumentando à medida que os materiais escorregavam entre si. O desprendimento total da chapa da LA8 ocorreu pouco antes de 50 kN. Trata-se do mesmo instante onde o MN acusou falha de interação entre materiais. Na LA9 (Figura 141f) novamente se percebe a convergência entre MN e ME.

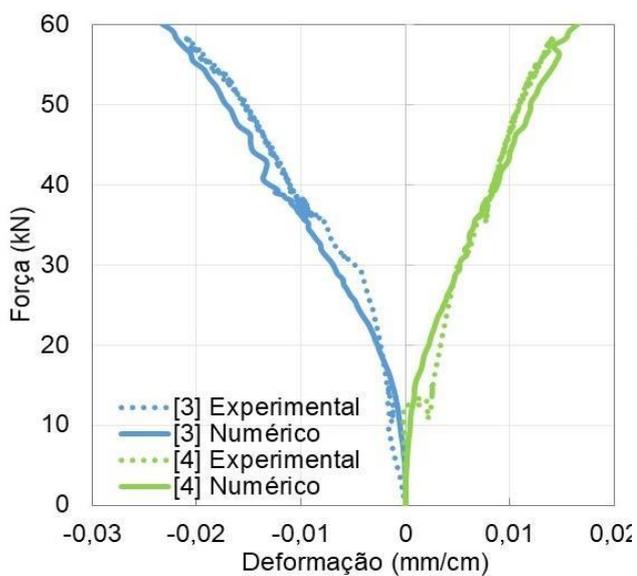
A Figura 142 mostra como que a distribuição das tensões na chapa ocorre. Os esforços de compressão na mesa superior acontecem apenas nos instantes iniciais. Com o desprendimento da chapa num determinado carregamento, ocorre o escorregamento relativo gradual da mesma, deslocando a linha neutra, fazendo com que a chapa passe a tracionar integralmente, tanto na mesa superior e inferior. Isso ocorreu entre 20 e 24 kN, convergindo com os valores obtidos ao início do escorregamento da chapa.



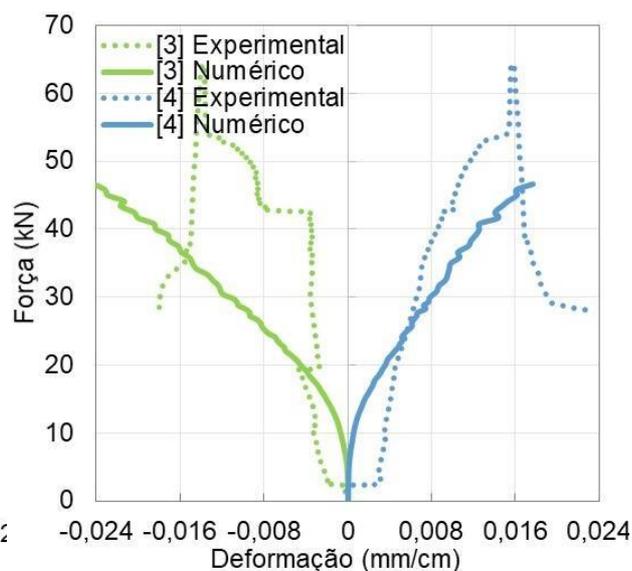
b) Extensão da chapa no apoio intermediário (ponto 3 e 4 – Seção 2)

Na região do apoio foram medidas deformações na mesa superior e inferior da chapa. O comparativo entre as leituras do MN e ME estão na Figura 143a-h.

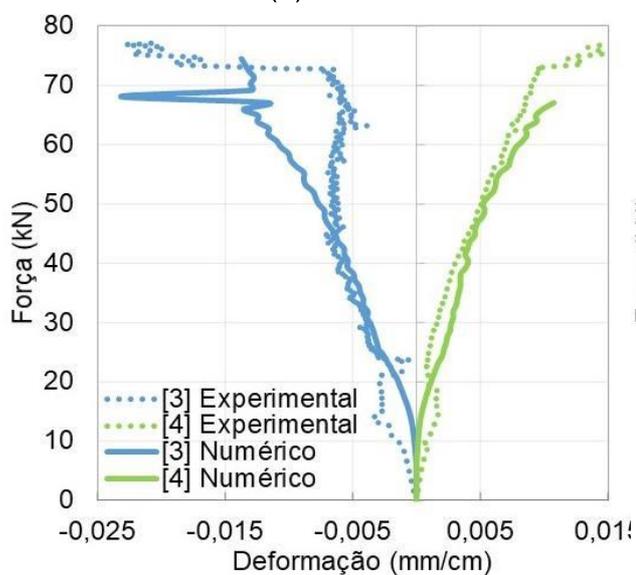




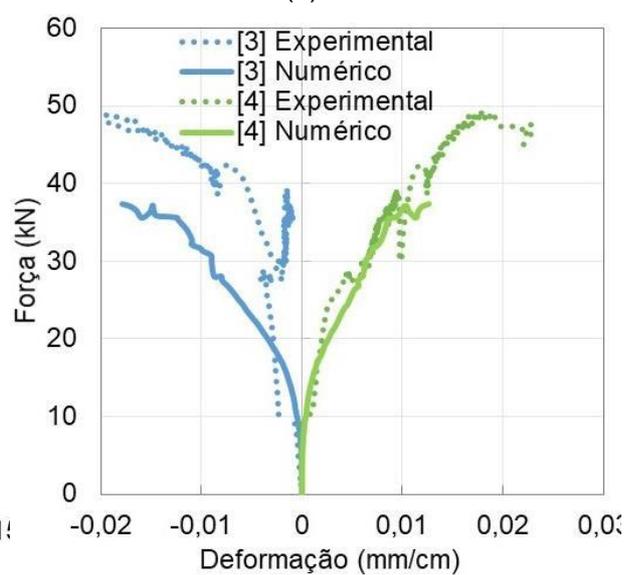
(b) LA2



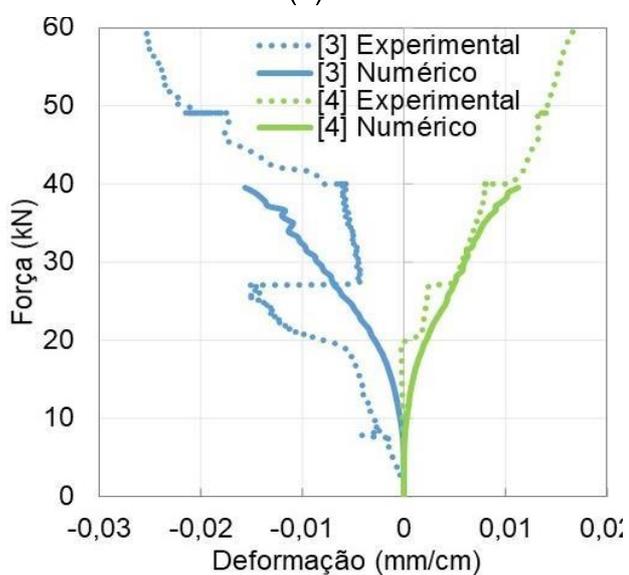
(c) LA3



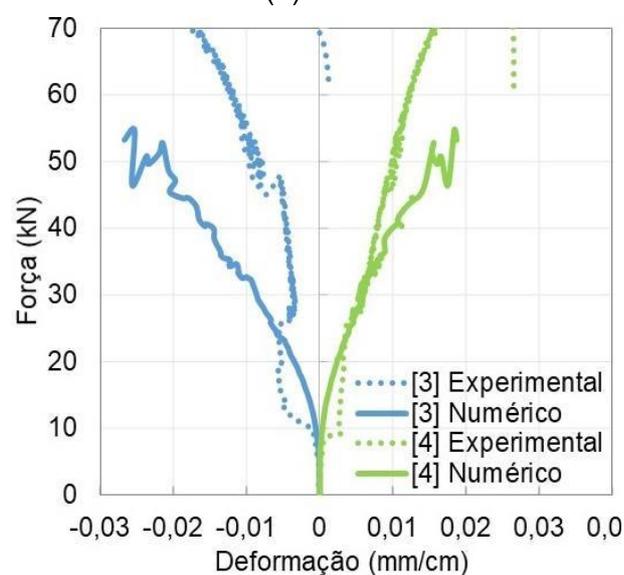
(d) LA4



(e) LA5 e 6



(f) LA7



(g) LA8

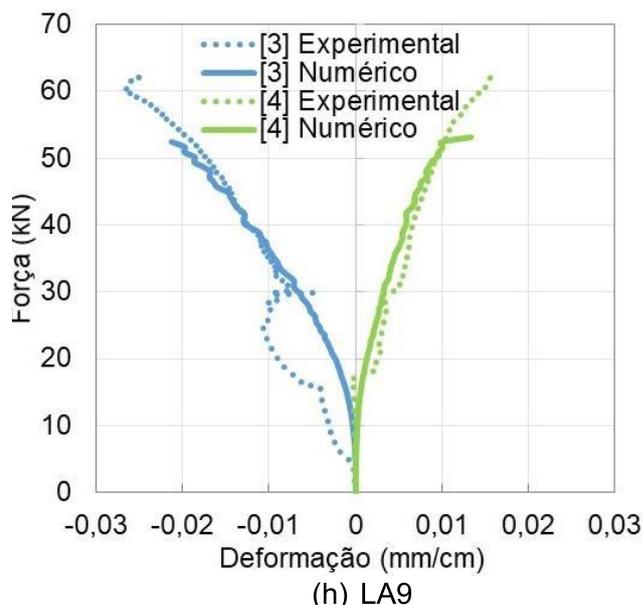


Figura 143 – Calibração alongamento da chapa junto ao apoio intermediário

Na Figura 143a foi mostrado o comparativo da LA1. O início do escorregamento relativo da chapa em relação ao concreto foi marcado por perturbações nas leituras do MN, mostrando um pico no instante do seu desprendimento na seção, que ocorreu aos 25 kN, convergindo ao percebido no ME. A Figura 143b mostra os resultados da LA2. Há convergência entre os modelos, pois em ambos os casos as mesas superior e inferior do MN mostram resultados coerentes com aquilo que experimentalmente foi obtido.

A Figura 143c mostra o comparativo da LA3. As leituras laboratoriais parecem não mostrar linearidade. O MN parece ter leituras mais palpáveis frente ao ME. A amarração das extremidades mobilizou menos a chapa. Os resultados da LA4 estão apresentados na Figura 143d. O desprendimento da chapa do MN convergiu com o ME, ocorrendo por volta dos 70 kN. Houve uma relativa divergência das leituras após 50 kN na mesa inferior, podendo estar atrelado a não linearidade física do concreto.

As leituras da LA5 e 6 estão na Figura 143e e mostraram convergência, sobretudo na mesa superior. As perturbações nas leituras do MN convergem com as manifestações de laboratório, tais como estalos de grande intensidade indicativos de início de fissuração do concreto e/ou o desprendimento da chapa. Já na Figura 143f mostram-se as leituras da LA7. Na mesa superior, a convergência é notória e credita o MN. O desprendimento da chapa é atingido no mesmo instante em ambos os modelos (ME e MN).

Na LA8 (Figura 143g), tem-se a nítida convergência nas leituras da mesa superior. Já na inferior, a interação entre chapa e apoio pode ser a justificativa da sutil divergência. Já na Figura 143h foi mostrado o comparativo da LA9. A exemplo da LA8, os resultados

parecem convergir. Inclusive as leituras numéricas mostram perturbações nos instantes em que, experimentalmente, fissuras e estalos foram evidenciados.

Na Figura 144 está mostrada a distribuição de tensões na chapa dessa região.

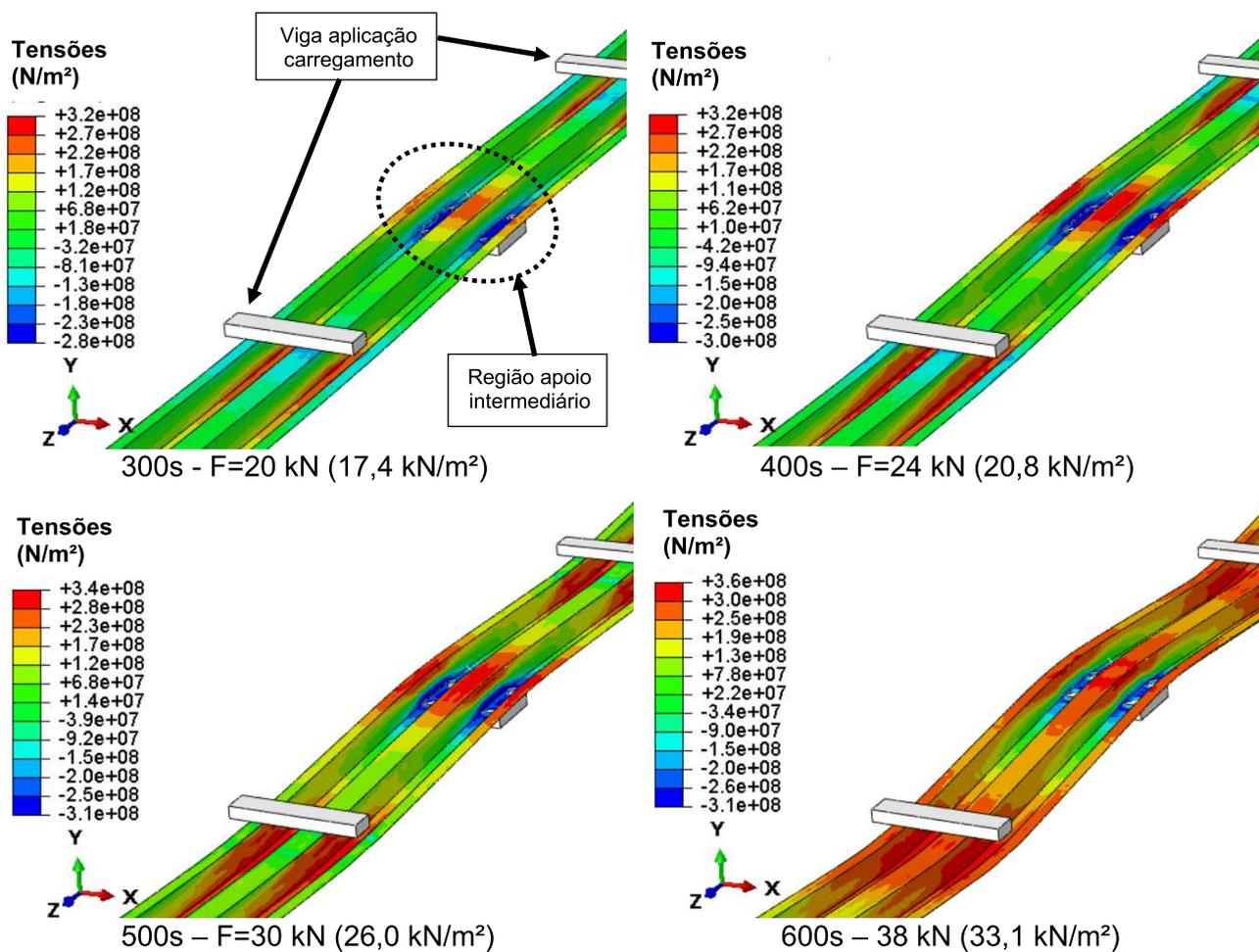


Figura 144 – Tensões na chapa na região apoio intermediário

As tensões da Figura 144 reforçam as informações apresentadas nas curvas da Figura 143. Desde o princípio do ensaio a mesa inferior comprime, enquanto a superior é tracionada. Aumentando o carregamento aplicado na laje, aumentam-se os esforços de tração incidentes na chapa. Importante destacar que, em alguns pontos, a chapa atua plastificada. Na região do apoio intermediário, pelo fato da mesa inferior ser submetida a esforços de compressão, tem-se a susceptibilidade de instabilidades locais nessa região da chapa. Entretanto, isso pode ser combatido, pois geralmente se pratica a solda de conectores de cisalhamento na região para a formação de vigas mistas.

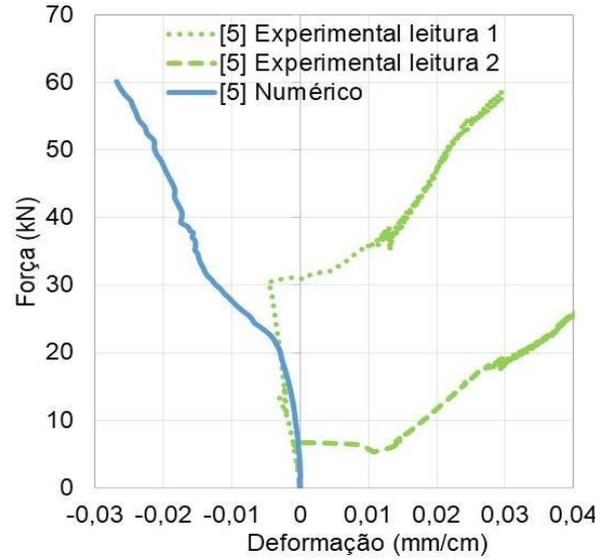
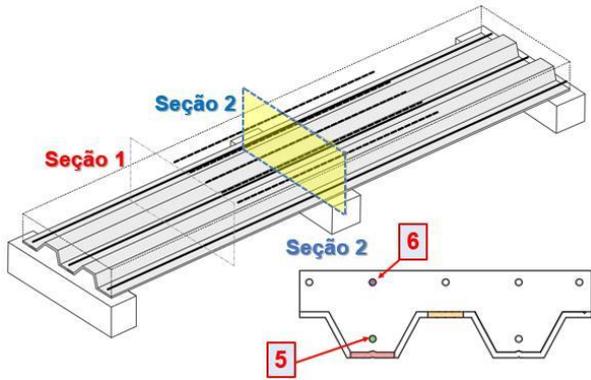
c) Alongamento armaduras positivas e negativas (ponto 5 e 6 – Seção 2)

O comparativo das leituras nas armaduras está mostrado na Figura 145. Todas foram coletadas na região do apoio intermediário. As barras positivas e negativas tiveram maior complexidade de calibração em relação as variáveis anteriores. Em laboratório, a variabilidade da formação de fissuras no concreto promoveu a variação das leituras dos sensores. Nota-se um pico das leituras com o incremento da deformação sem aumento da força aplicada, como na LA2, LA5 e LA6. As variações das leituras não foram notadas em todas as lajes, pois isso foi atrelado ao local onde a fissura ocorreu. Como as leituras foram captadas pontualmente, na LA7 e 9, por exemplo, não houveram variações, e o MN e ME mostraram convergência. Na LA2 e 4, as fissuras inclusive invertem a natureza dos esforços. O comparativo foi realizado para LA2, 4, 5, 6, 7 e 9.

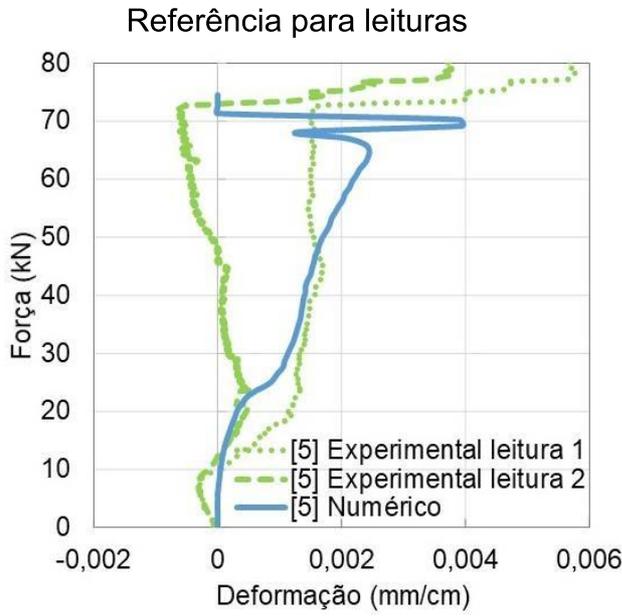
A leitura da LA2 foi mostrada na Figura 145a. Na parte experimental, a inversão dos esforços foi relativa à formação de fissuras no concreto, o que geralmente provocava algum grau de alívio aos esforços incidentes na região. Percebeu-se que enquanto ele se manteve íntegro, as leituras dos modelos convergiram. A Figura 145b mostrou o caso da LA4. Experimentalmente foram realizadas leituras em duas barras (leitura 1 e 2). As armaduras positivas iniciaram comprimidas, mas as fissurações inverteram a natureza dos esforços. Uma sensível variação das leituras no MN foram percebidas por volta de 20 kN, onde no ME iniciou-se o escorregamento da chapa perfilada. Em laboratório, o desprendimento da chapa ocorreu aos 70 kN, convergindo ao modelo numérico.

A Figura 145c mostrou a LA5 e 6. No MN, as perturbações registradas próximo a 30 kN convergiram ao instante em que experimentalmente iniciou o escorregamento da chapa. O processamento do modelo foi interrompido em 40 kN, instante no qual os dados do ME sugerem o desprendimento da chapa. O comparativo da LA7 foi mostrado na Figura 145d. As barras com maior diâmetro permitem menores variações das leituras após a fissuração. Elas mitigam a magnitude das aberturas de fissuras que incidem junto ao concreto, o que melhora o grau de convergência entre ambos os modelos (ME e MN). Como foi notado experimentalmente, o desprendimento total da chapa nos resultados numéricos ocorreu próximo aos 40 kN.

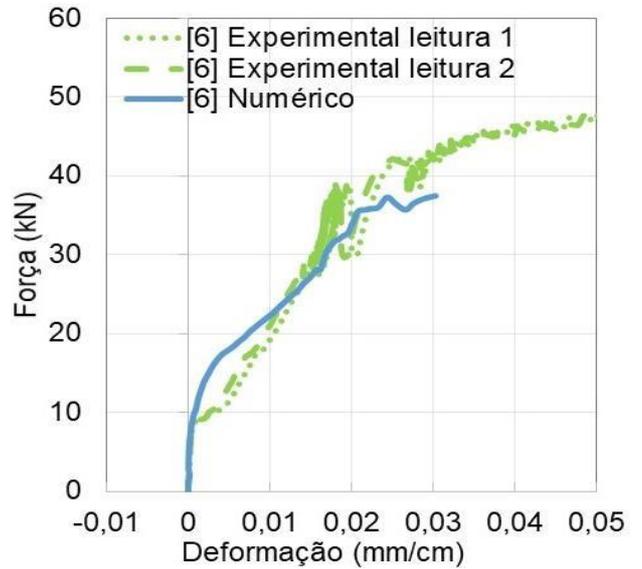
Na Figura 145e mostram-se as deformações longitudinais das barras negativas e positivas da LA9. Foram feitas as medições em duas barras: (1) e (2). Em laboratório, elas foram mobilizadas após o início das fissuras no concreto. O pico das leituras refere-se ao instante em que a fissuração do concreto ocorreu. Enquanto o modelo numérico pôde ser resolvido, houve convergência satisfatória entre leituras.



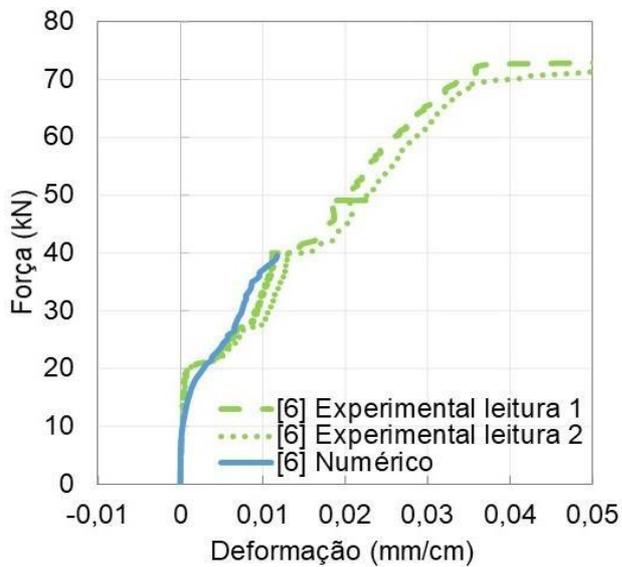
(a) LA2



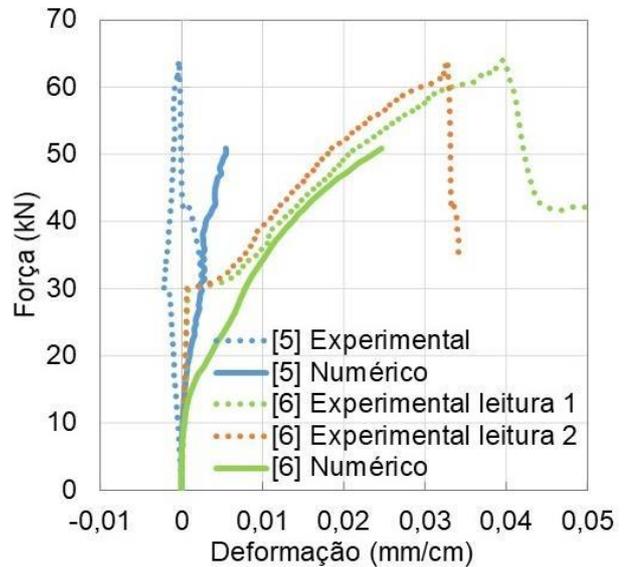
(b) LA4



(c) LA5 e 6



(d) LA7



(e) LA9

Figura 145 – Calibração do alongamento das armaduras no apoio intermediário

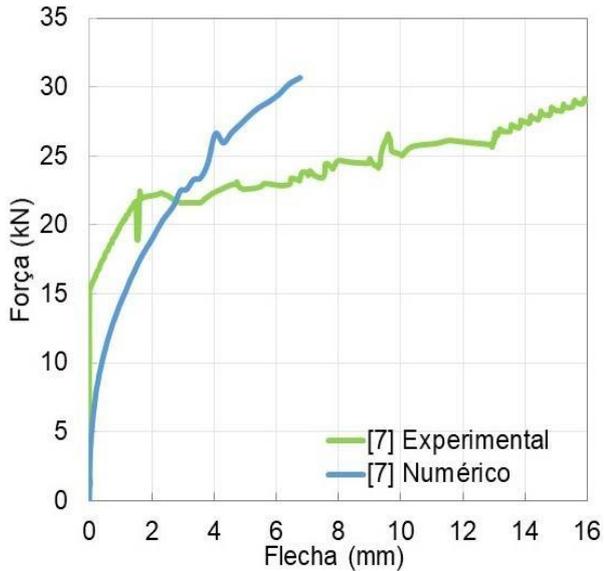
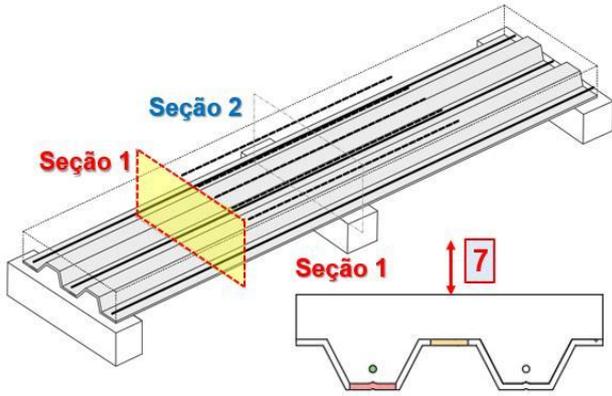
d) Deflexões (ponto 7 – Seção 1)

Na Figura 146 mostram-se as deformações verticais (deflexões) da LA1 a LA9 e seu modelo numérico equivalente. O modelo que menos convergiu foi o da LA1, atrelado a não linearidade física do concreto (Figura 146a), fato agravado pela falta de armaduras. O início do escorregamento da chapa foi notado por volta de 24 kN no modelo numérico (MN) e modelo experimental (ME). No ME, isso fica notório pela deformação excessiva sem aumento do carregamento. Já no MN, por perturbações no mesmo instante. Na LA2, o desprendimento da chapa foi justificado por um pico nas leituras por volta dos 8mm no ME, e no MN aos 7,5mm, ambos em torno de 40 kN (Figura 146b).

Na Figura 146c foi mostrado o comparativo da LA3. A diferença entre resultados é da ordem de 33% no início da análise, reduzindo a 5% ao término de ambas as leituras. A força aplicada que produziu o estado limite último apresentou uma diferença de 11% entre ME e MN, por volta de 42 kN. Numericamente, aos 30 kN a deformação da LA2 foi de 4 mm, já na LA3 de 7 mm. Aos 40 kN, a LA2 mostrou 8 mm e a LA3 de 12 mm. Já na LA4 (Figura 146d), apesar de nos instantes finais ter-se percebido diferenças da ordem de 12 % entre leituras, no princípio da análise elas são pífias.

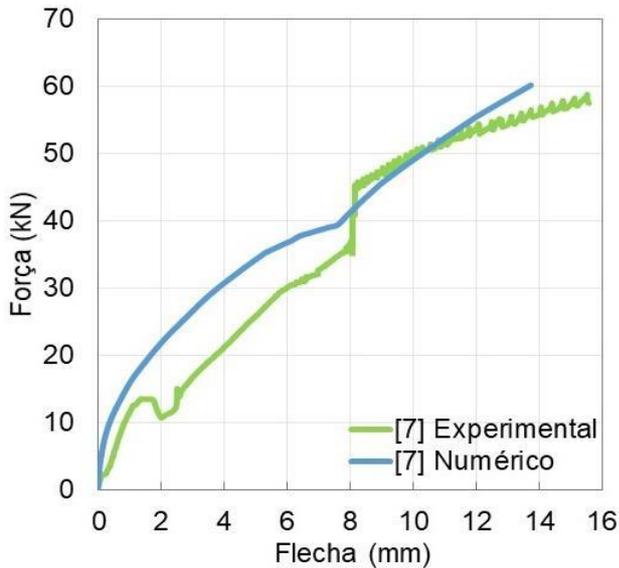
Já na Figura 146e foi mostrado o comparativo para a LA5-6. A convergência entre MN e ME é aceitável, com uma diferença que, no caso mais crítico, beirou os 15 % e, no cenário mais favorável, os 3 %. O início do escorregamento da chapa ocorreu por volta de 28 kN, mostrado no ME pelo patamar de deformação no intervalo de 4 mm. Já no MN, reforçado na perturbação das leituras no mesmo instante.

Na Figura 146f está a LA7. A representatividade do MN é notória. Por volta dos 40 kN, o ME mostra um pico que representa o desprendimento da chapa em relação ao concreto, o que, numericamente, causa uma incongruência numérica e o processamento é interrompido. O fato ocorreu por volta de 40 kN, convergindo às leituras experimentais. Na LA8 (Figura 146g), os resultados indicam o desprendimento total da chapa por volta dos 50 kN, experimentalmente evidenciado por um pico de leituras, mas numericamente por perturbações na curva força vs flecha. Na Figura 146h foi feito o comparativo para a LA9. A leitura entre ambos os modelos numéricos (ME e MN) mostrou boa convergência. Numericamente o processamento foi interrompido precocemente em relação ao modelo experimental, atribuído a uma incongruência numérica provocada pelo desprendimento da chapa da seção de concreto, provocando uma incongruência numérica.

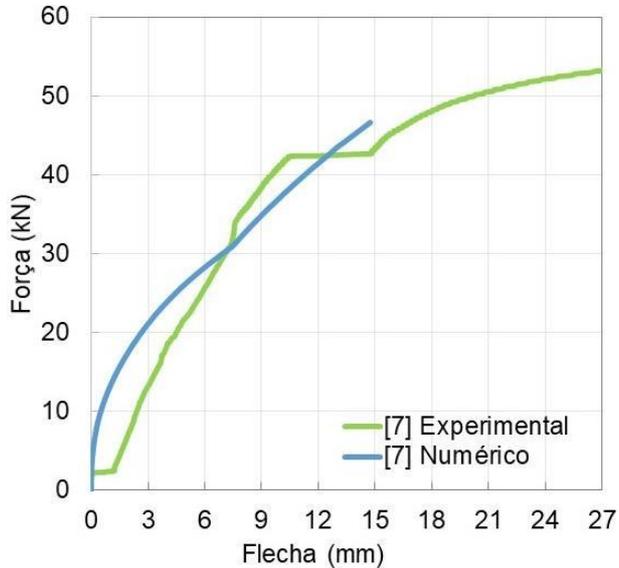


(a) LA1

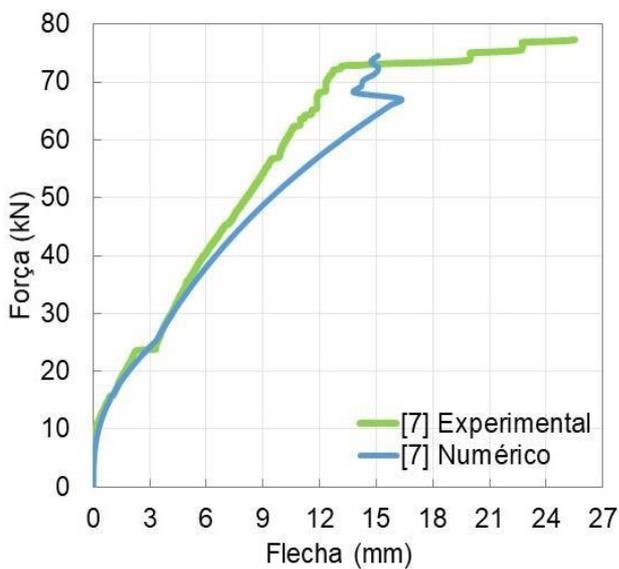
Referência para leituras



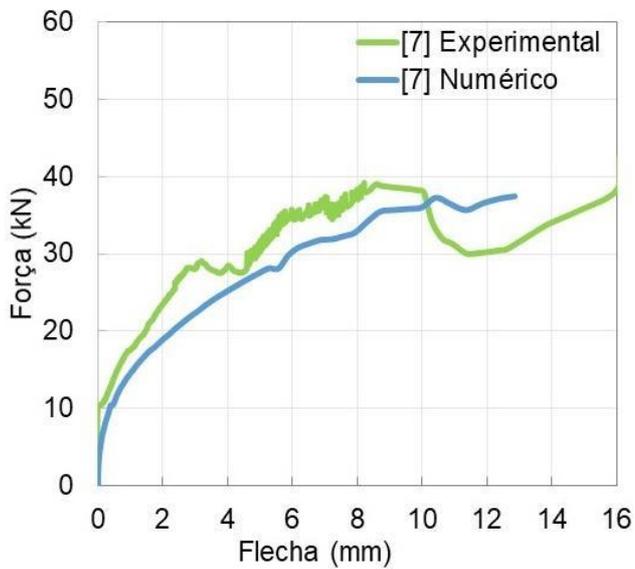
(b) LA2



(c) LA3



(d) LA4



(e) LA5-6

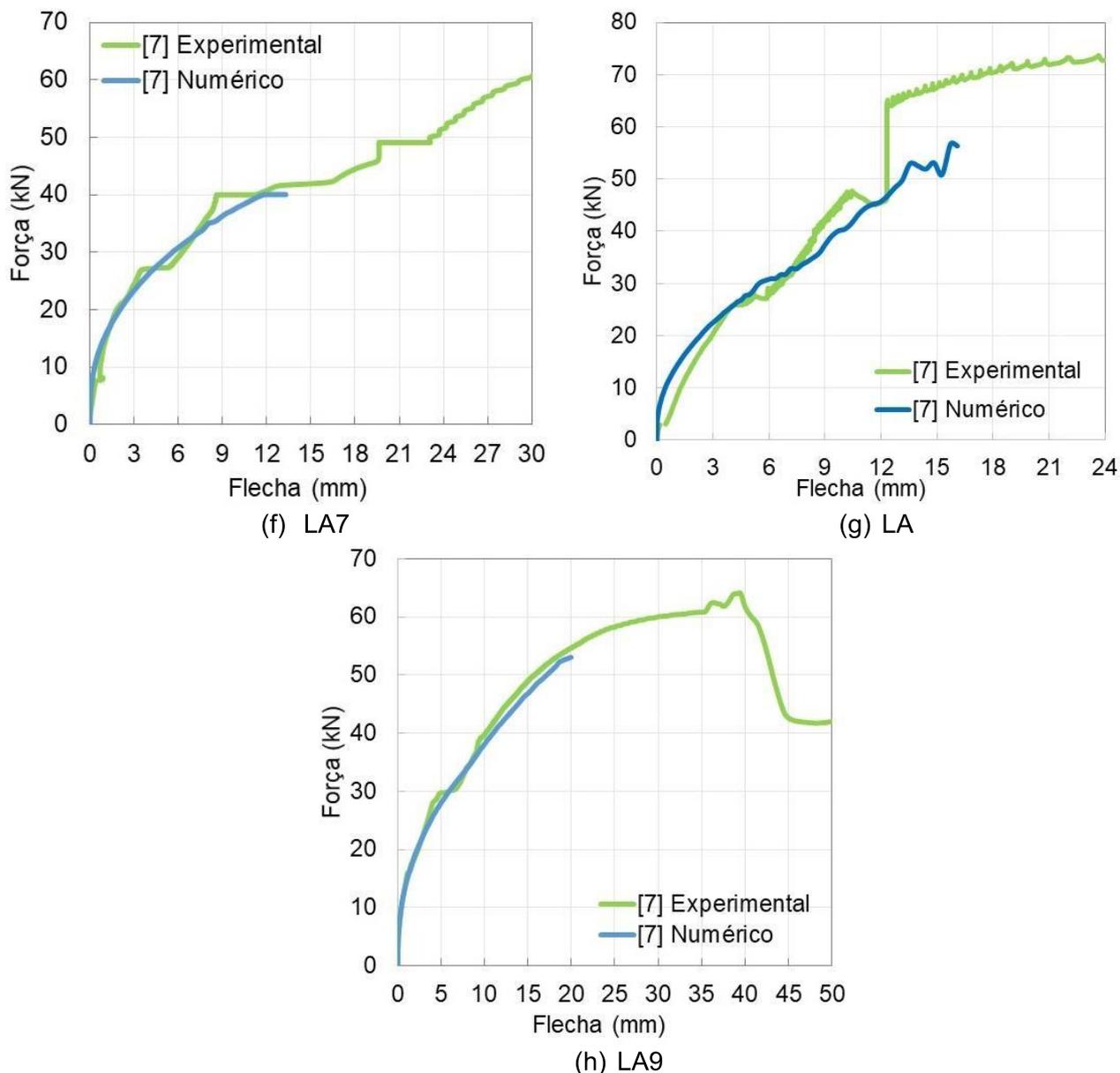


Figura 146 – Calibração da deformação vertical (flecha)

O comparativo visual entre ME e MN está mostrado na Figura 147. Nota-se que os resultados dos modelos numéricos foram representativos frente aos de laboratório, inclusive mostrando falha ou ruína em instantes semelhantes, como no caso da LA3, LA4, LA5 e LA6, LA7, LA8 e LA9. O processamento numérico geralmente foi interrompido pelo desprendimento ou escorregamento relativo excessivo entre a chapa e concreto. De fato, experimentalmente foi observado que o cisalhamento longitudinal provém como a variável determinante no estado limite último destas estruturas. As fissuras do concreto, sobretudo no caso em que armaduras não foram adotadas, aumentou a não linearidade do modelo e, portanto, das leituras apresentadas.

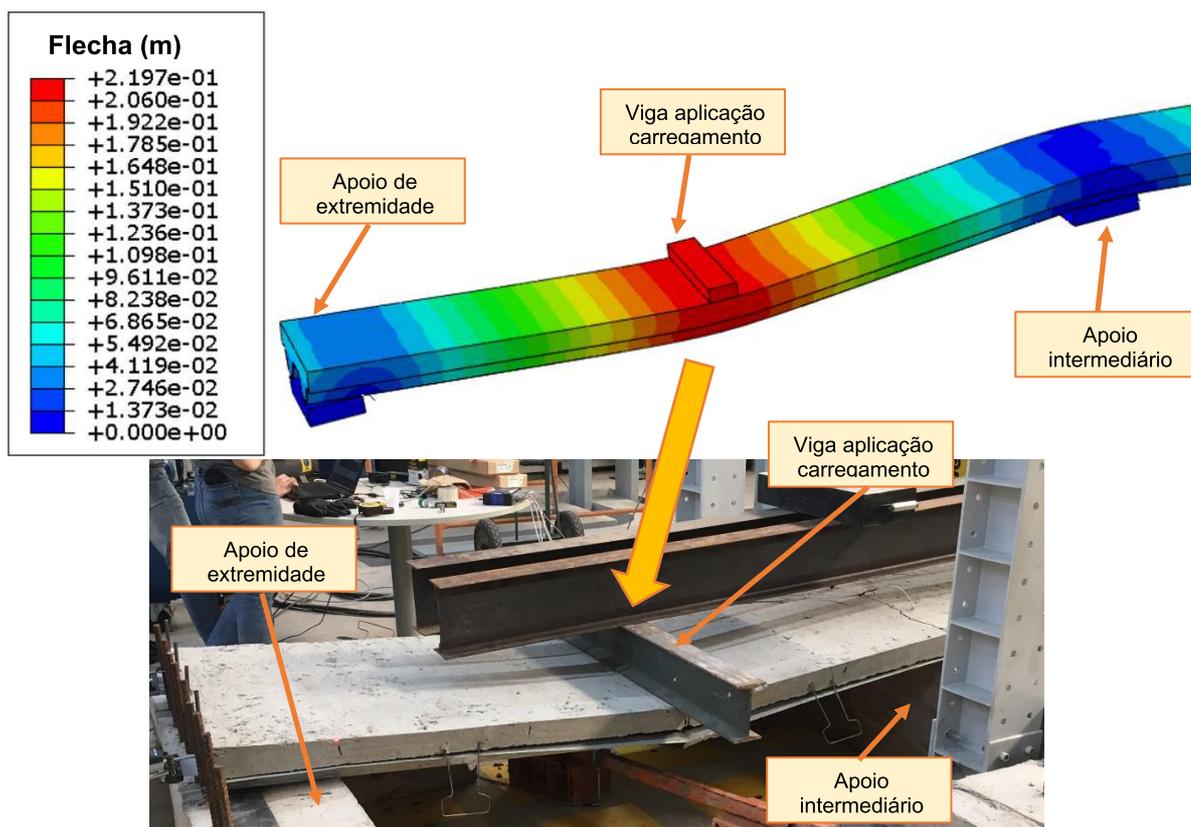
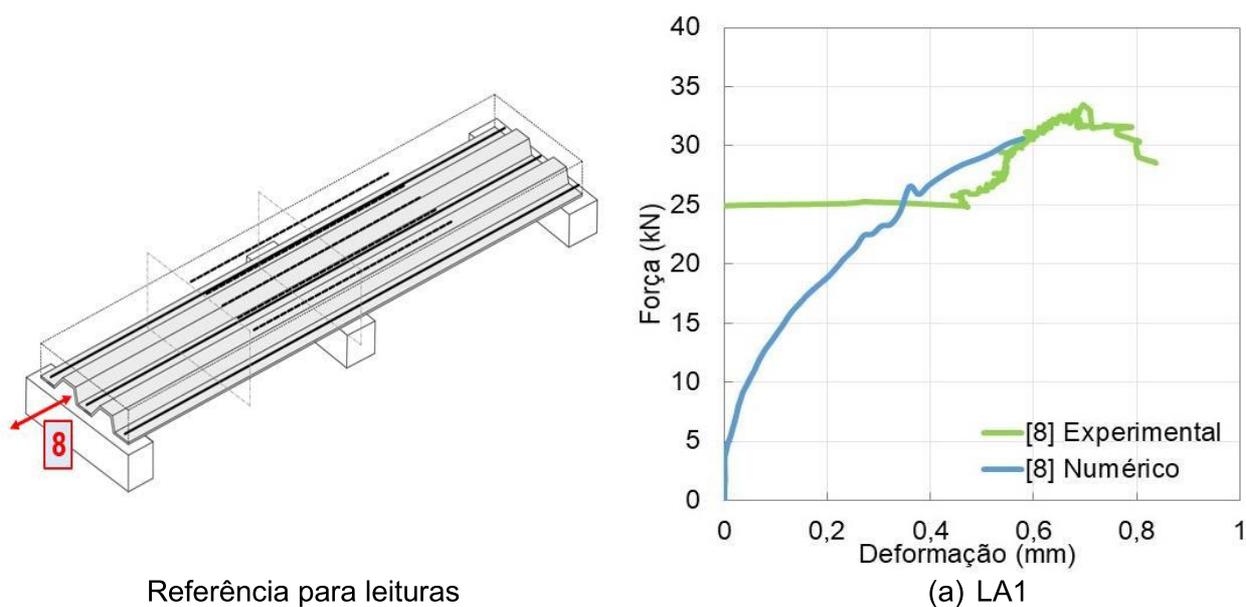


Figura 147 – Deformações verticais totais: comparativo entre ME e MN

e) Escorregamento relativo entre chapa e concreto (ponto 8)

O comparativo das leituras dos resultados numéricos e experimentais quanto ao escorregamento relativo entre a chapa e o concreto é feito na Figura 148.



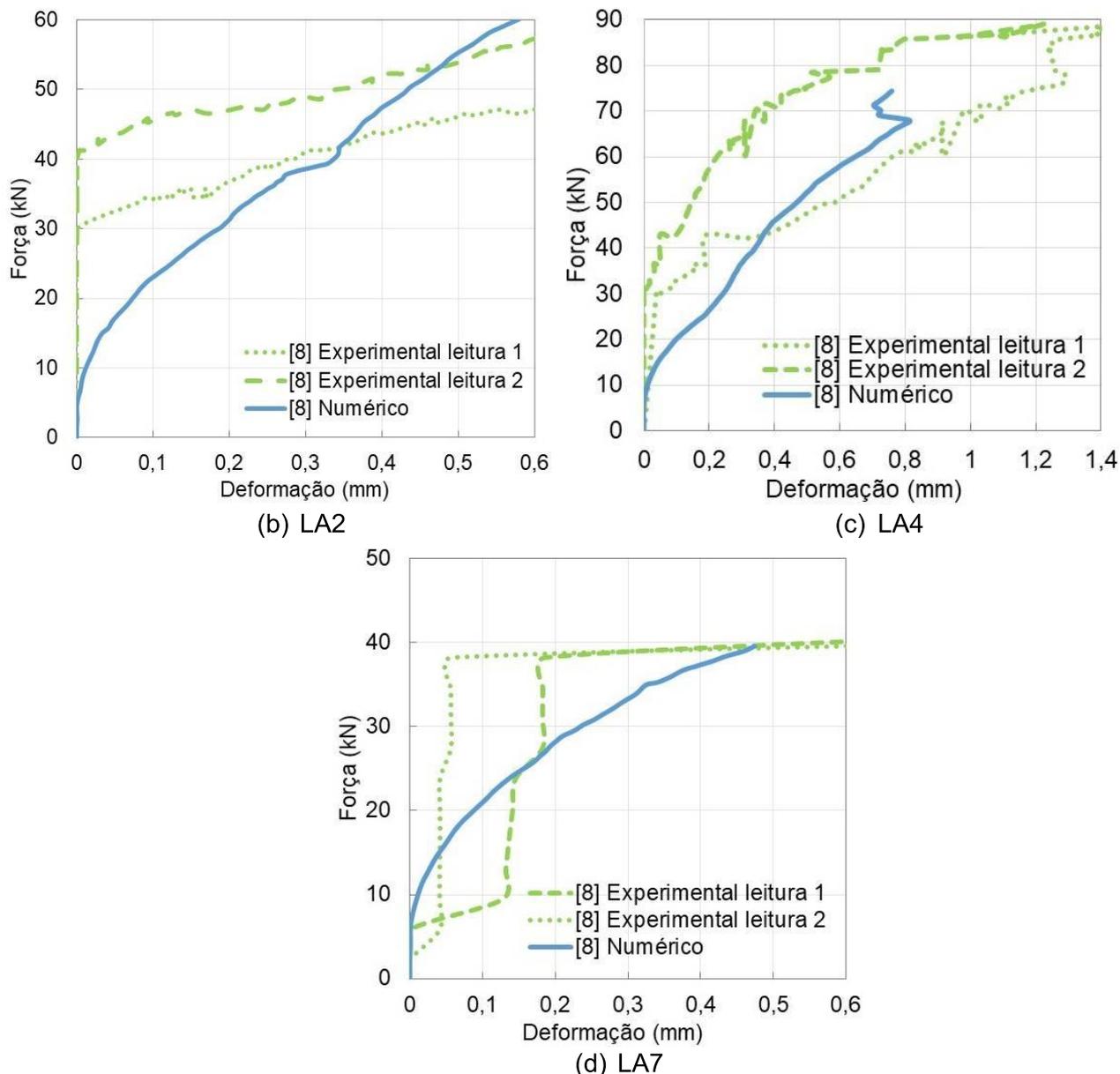


Figura 148 –Calibração do escorregamento relativo chapa-concreto

Na Figura 148a foi mostrado o comparativo da LA1. O pico de leituras nos mostra o instante do desprendimento da chapa. Na verdade, a manifestação não foi repentina como a curva laboratorial sugere. Ela é gradual, conforme já foi mostrado na Figura 81. Isso se deve a precisão do equipamento utilizado em laboratório. As leituras do MN parecem mais consistentes ao notado experimentalmente. Cabe frisar que o instante no qual o equipamento de laboratório mostrou o desprendimento total da chapa, por volta dos 25 kN, convergiu com o MN, por volta de 0,38 mm de deformação.

Já na Figura 148b é mostrada a LA2. Foram realizadas medições através de dois equipamentos, chamados de leitura 1 e 2. Pelos fatores já listados na LA1, entende-se que os dados experimentais servem para nos indicar o instante que há desprendimento

da chapa, que, nesse caso, ocorreu pouco antes dos 40 kN. O MN, além de evidenciar evolução gradual do escorregamento, indicou a perturbação de leitura na mesma força, a 0,30 mm. Apesar das limitações outrora ressaltadas do equipamento adotado no ME, o MN apresenta fiabilidade e credita-se como representativo do comportamento da laje.

Na Figura 148c mostra-se a LA4. Nela foram também realizadas duas leituras no modelo experimental, sendo chamadas de 1 e 2. As considerações feitas aos dados laboratoriais são análogas às lajes anteriores. Experimentalmente, o desprendimento da chapa foi notado por volta dos 70 kN. A informação converge o MN, que apresenta perturbações de leitura nesse instante, pois começa a ocorrer uma divergência numérica. O comparativo da LA7 foi mostrado na Figura 148d, cujas leituras de laboratório foram feitas em dois pontos, chamados de 1 e 2. Novamente se reforça a maior coerência do MN com ME. Estes últimos mostram o instante em que há desprendimento da chapa. Isso é percebido no ME por volta dos 40 kN de força aplicada, convergindo ao instante de interrupção do processamento numérico.

A análise integrada da Figura 148 mostra que a remoção das armaduras positivas aumenta o escorregamento relativo entre a chapa e o concreto. Isso é esperado, pois as barras positivas tendem a absorver parcialmente as tensões de cisalhamento longitudinal que atuam nessa interface, conforme já referido por Marques (2011). Na LA1 e LA4, lajes que não possuem armaduras positivas, foi percebido – tanto experimentalmente quanto numericamente – os menores escorregamentos relativos em relação as demais. Está é a conclusão que reforça a representatividade do modelo numérico frente as informações experimentalmente coletadas.

f) Esforços atuantes no concreto

A medição dos esforços no concreto é uma ação complexa pela heterogeneidade do material, remetendo a um conjunto de aleatoriedades e variabilidades. Procedimentos visuais servem para estimar os prováveis esforços atuantes. Na Figura 149 foi feito um comparativo entre o que se constatou experimentalmente com as informações extraídas dos instantes iniciais de carregamento do modelo numérico. Nota-se haver esforços de compressão máximos no ponto A1, onde o modelo experimental indica esmagamento do concreto. No ponto A2, os esforços de tração produziram o desprendimento da chapa e a fissuração do concreto. No ponto A3, região em que as primeiras fissuras no ME foram verificadas, percebe-se a incidência de tensões de tração máximas no modelo numérico.

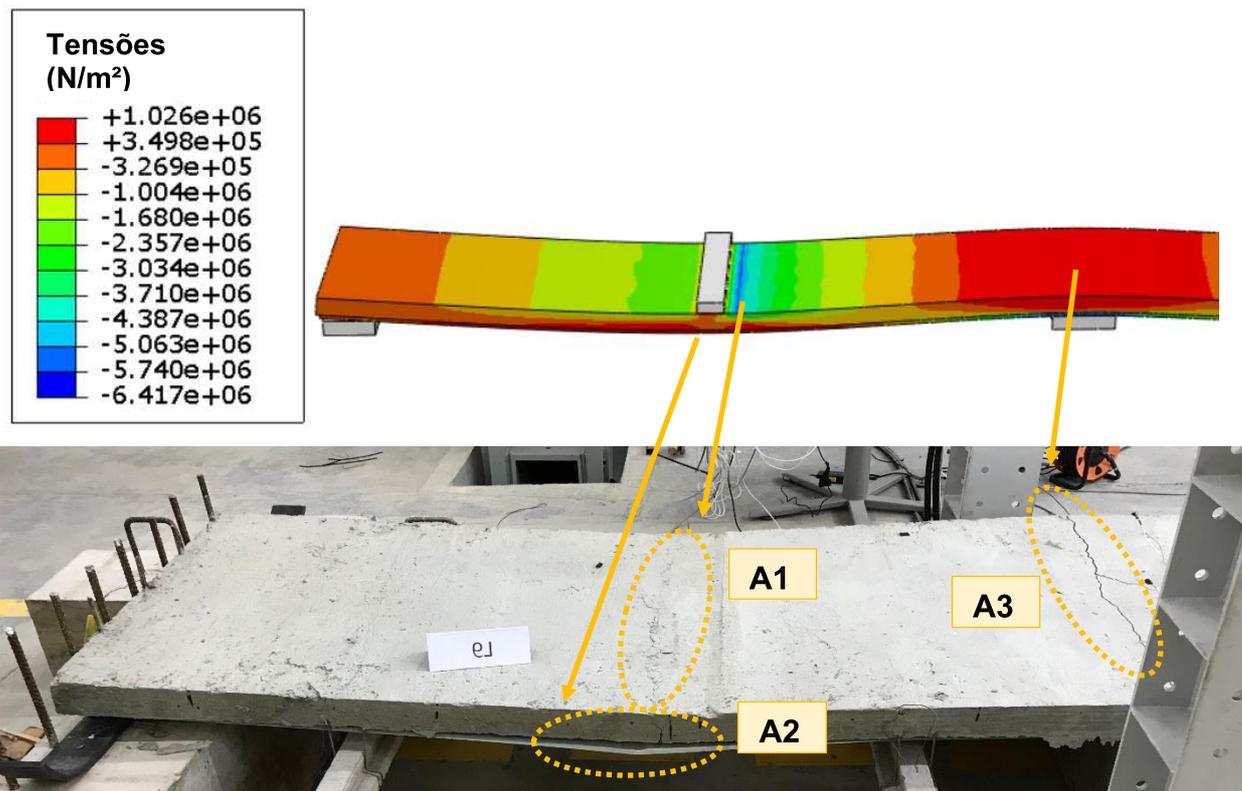


Figura 149 – Comparativo esforços no concreto

4.6.2 Térmico (modelo 2)

O modelo térmico numérico foi validado com base no comparativo das leituras das temperaturas registradas na seção transversal da laje. Os pontos de leituras são aqueles apresentados na Figura 60, medidos na seção A (menos espessa da seção transversal da laje) e na seção B (mais espessa). Foram também usados a média das temperaturas registradas na face não exposta ao fogo da laje, conforme a Figura 61, típicas da análise quanto ao isolamento térmico da laje. Adotaram-se um total de 14 pontos de calibração do modelo numérico térmico. Nesse item é feito o comparativo entre temperaturas da seção obtidas no modelo experimental (ME) e numérico (MN).

a) Isolamento térmico

Na Figura 150 é mostrado o comparativo das temperaturas do ME e MN quanto ao isolamento térmico da laje. Ambas as curvas apresentadas são relativas às medições feitas na parte mais espessa da laje, no alinhamento B da seção, conforme Figura 137. As curvas mostram temperaturas satisfatoriamente semelhantes, creditando o MN e os parâmetros térmicos atribuídos aos materiais.

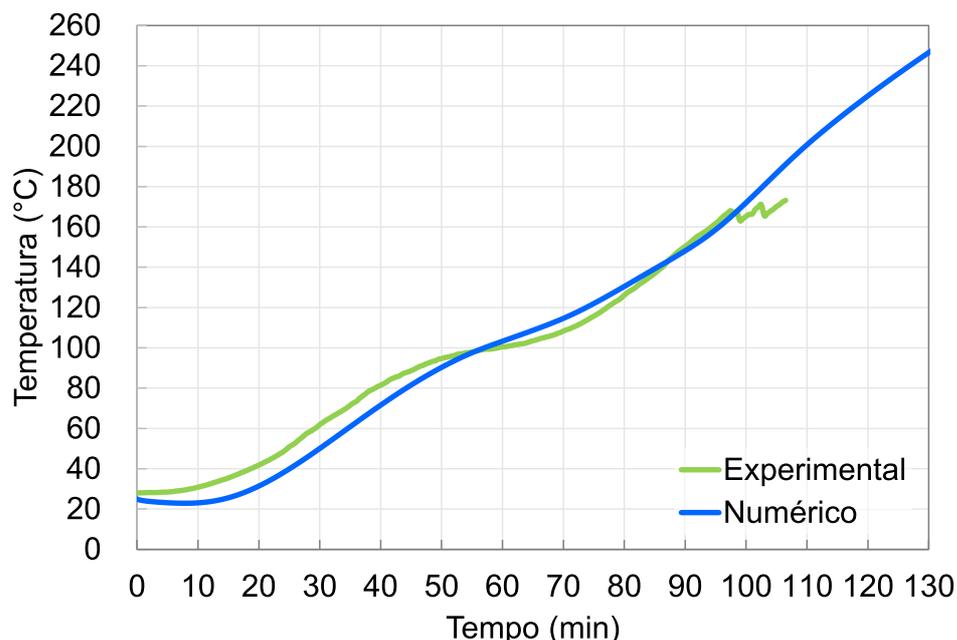


Figura 150 – Calibração do isolamento térmico

b) Isotermas da seção

Na Figura 151 está mostrada a distribuição de temperatura do concreto situado no alinhamento A (ver Figura 137). Percebe-se que o MN apresenta convergência frente aos ME. Já na Figura 152 é mostrada o equivalente ao alinhamento B (Figura 137).

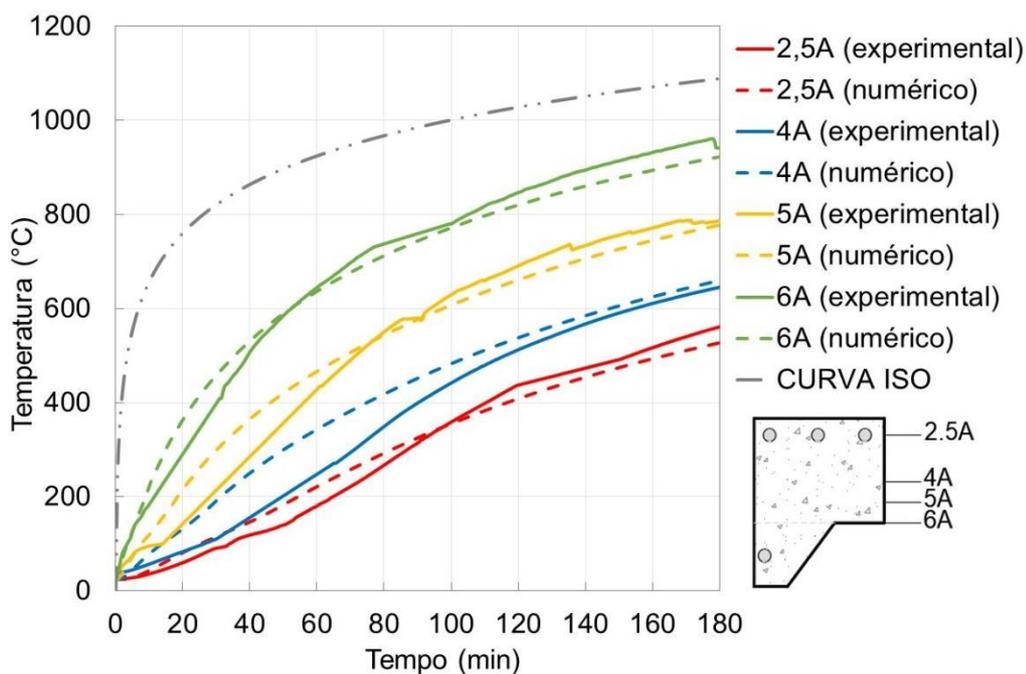


Figura 151 – Calibração das isotermas: alinhamento A da seção

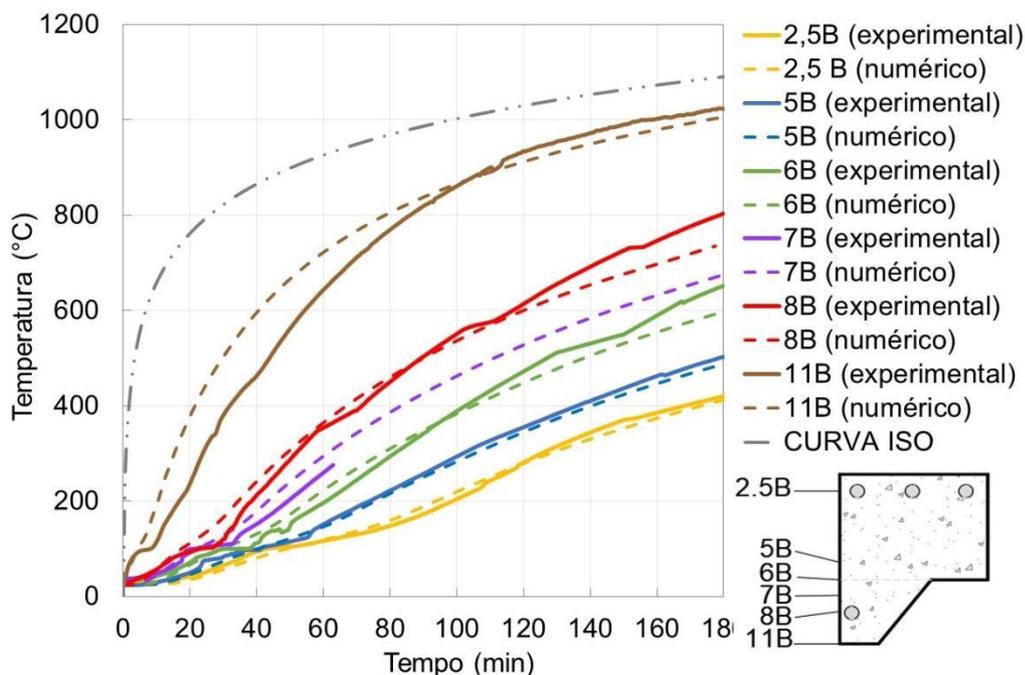


Figura 152 – Calibração das isotermas: alinhamento B da seção

A Figura 153 mostrou o comparativo das temperaturas nas armaduras positivas e negativas (ver Figura 137). No ME, foram consideradas a média das temperaturas das barras positivas e negativas na representação.

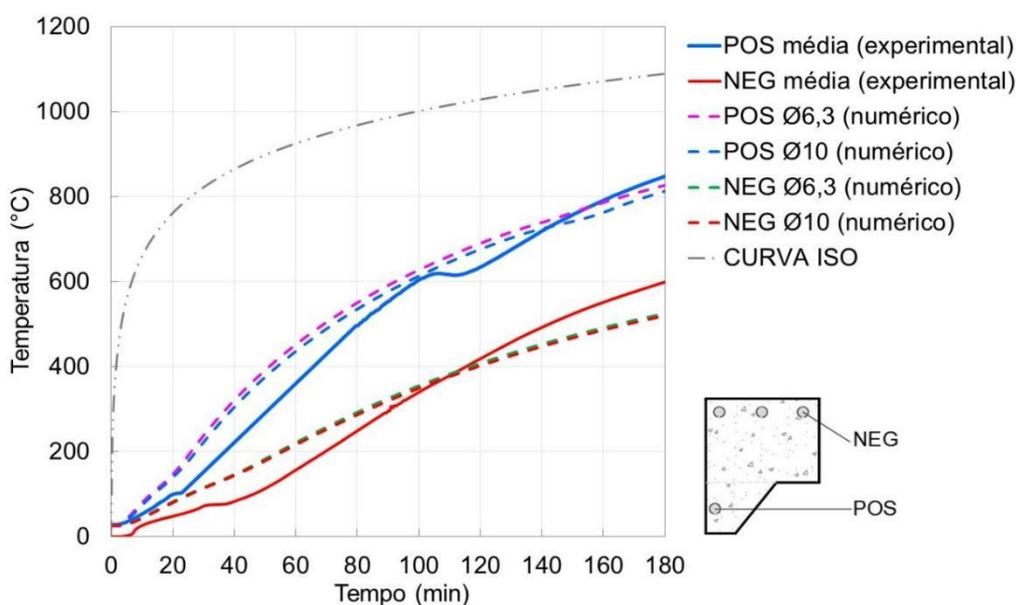


Figura 153 – Calibração das temperaturas nas armaduras

Os diâmetros de 6,3 e 10mm mostram temperaturas semelhantes. Nas barras negativas, um fator deve ser enaltecido: o posicionamento da barra em relação as mesas

da chapa. Se instaladas na projeção da mesa inferior (i.e., alinhamento B da seção, que remete a região de maior espessura da laje), elas são termicamente mais protegidas do que a superior (alinhamento A, menos espessa), com diferença da ordem de 100°C.

4.6.3 Termomecânico (modelo 3)

Por laje, foram admitidos 5 pontos de calibração, idênticos aos coletados nas lajes LF, conforme já mostrado na Figura 54b. As medições adotadas no comparativo foram: (i) deflexão no meio do vão (ponto 7 da Figura 54b), (iii) escorregamento relativo entre a chapa e o concreto (ponto 8 da Figura 54b) e (ii) levantamento da mediatriz da laje (ponto 9 da Figura 54b). Além destes pontos, também se admitiu no comparativo os resultados numéricos da evolução das tensões junto a chapa perfilada e concreto, comparando-os com alguns aspectos visuais desenvolvidos nos protótipos experimentalmente avaliados, tais como fissuras na superfície de concreto e desprendimento da chapa.

a) Deflexões (ponto 7 - Seção 1)

Na Figura 154 estão mostrados os comparativos das deformações da LF1 a LF5 e LF8 ao longo do tempo de exposição à ISO 834. No caso do ME, foram mostradas as deformadas de cada um dos vãos da laje. No caso dos MN, foi apresentado os valores de apenas um vão, pois admitiu-se que os resultados de ambos os vãos foram idênticos. Como a LF6 a 8 são idênticas, optou-se por ser apresentada apenas a LF8.

Na Figura 154a foi mostrado o comparativo da LF1. Nos primeiros instantes, até aproximadamente 100 min, as leituras mostram sutil divergência, mas com tendência de uniformizar na metade final. Nota-se que o MN é representativo pois a diferença máxima entre leituras, na pior condição, foi de 12 mm. A diferença evidencia a fiabilidade do MN.

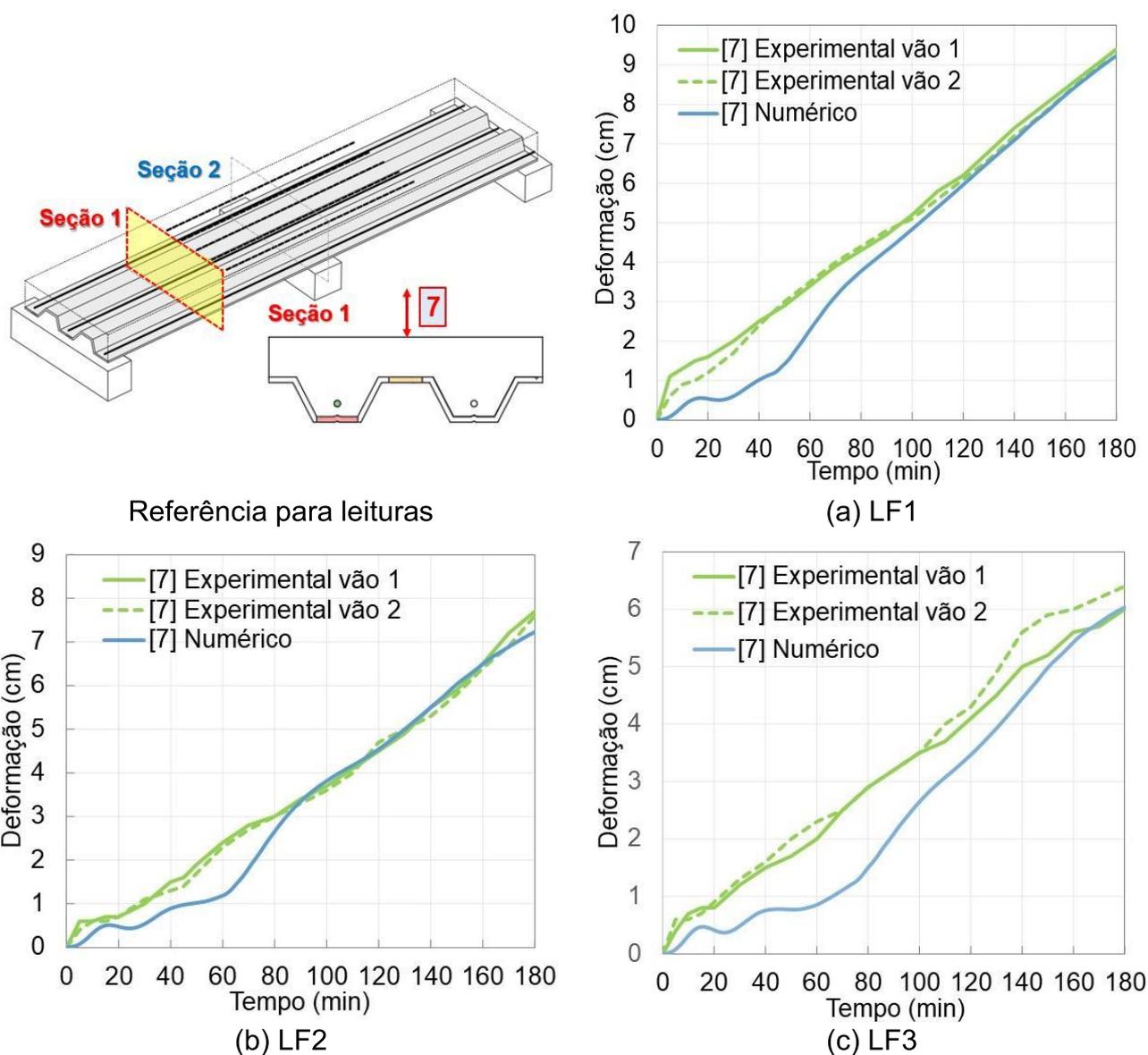
O comparativo da LF2 foi apresentado na Figura 154b. Entende-se que o MN convergiu frente ao ME. A diferença entre leituras, na condição mais crítica, foi da ordem de 10 mm, por volta dos 60 min. No princípio das medições, até os 80 min, houve relativa variação entre leituras, da ordem de 10 mm, mas que foi anulada após 80 min.

Na Figura 154c foi mostrado o comparativo da LF3. Houve uma sutil divergência entre leituras nos tempos iniciais, da ordem de 10 a 14 mm, que cessou apenas nos 20 min finais do ensaio. A diferença de leituras ao término da análise foi anulada. Apesar da sutil variação relatada, entende-se que esta diferença foi pequena. Já na Figura 154d foi feito o comparativo da LF4. Percebe-se que a discrepância entre MN e ME não foi

superior a 10 mm. Entende-se que essa diferença foi pífia. A diferença ocorreu apenas no início, até por volta dos 60 min. Ao término, tiveram menos de 1,0 mm de diferença.

O comparativo da LF5 foi mostrado na Figura 154e. A variação máxima entre as leituras foi da ordem de 0,20 cm. Após os 130 min, a diferença aumentou para 0,40 cm. Na LF8, que representou os modelos da LF6 e 7, o comparativo foi mostrado na Figura 154f. As leituras mostraram variações menores do que 10 mm, ocorrendo, ademais, por um período curto, na casa dos 70 a 100 min.

Em todos os casos apresentados, entende-se que as diferenças entre as leituras são aceitáveis. Há uniformidade entre os resultados experimentais e numéricos que se mostram. Entende-se haver representatividade do modelo numérico que se propõe.



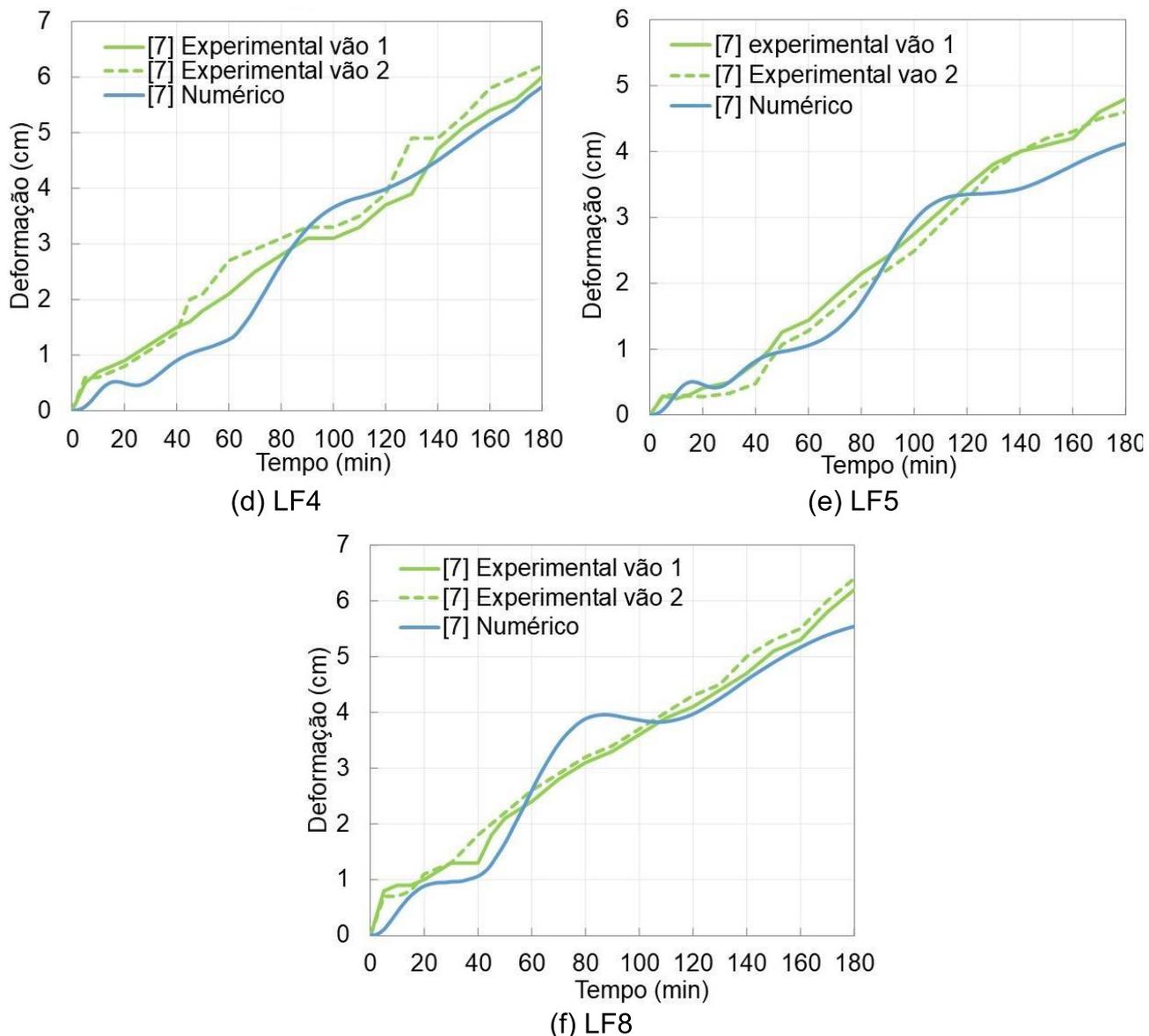
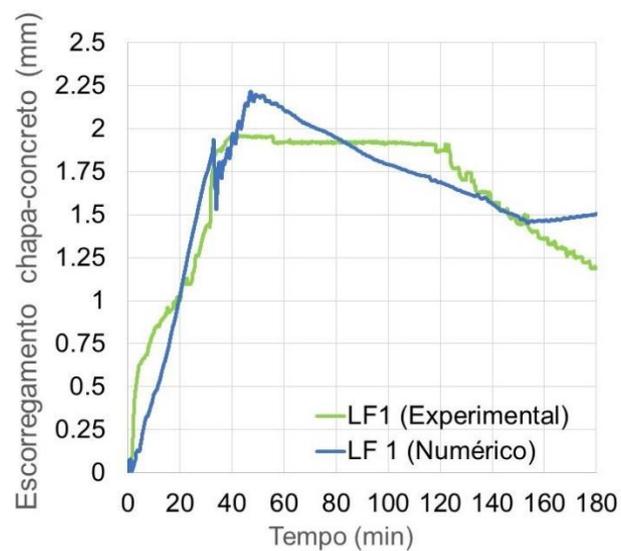
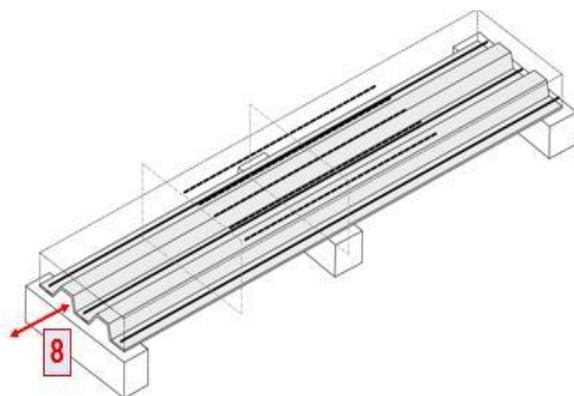


Figura 154 – Calibração da deformação vertical (flecha)

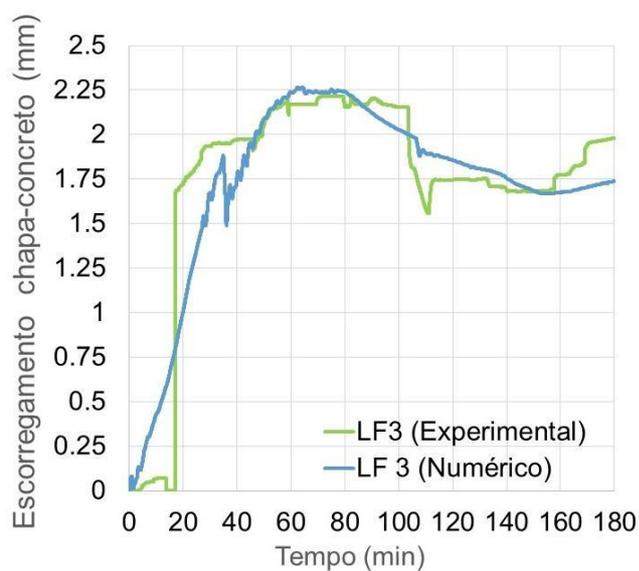
b) Escorregamento relativo entre chapa e concreto (ponto 8)

Na Figura 155a mostra-se a calibração quanto ao escorregamento relativo do MN da LF1. Tem-se uma diferença da ordem de 0,25mm no pico máximo das leituras, o que é percebido aos 40 min. Possivelmente este instante esteja vinculado ao desprendimento total da chapa. Trata-se de um instante semelhante ao que foi obtido na LF 3 (Figura 155b), mostrando diferenças sutis entre as curvas. O equivalente pode ser dito na Figura 155c, que mostra a LF4. Novamente percebe-se que o desprendimento ocorreu em um instante semelhante às demais, A Figura 155d mostra a calibração da LF7, onde também se notou o desprendimento da chapa por volta de 40 min, acusado pelo pico das leituras, com diferença entre MN e ME não maior do que 0,40 mm.

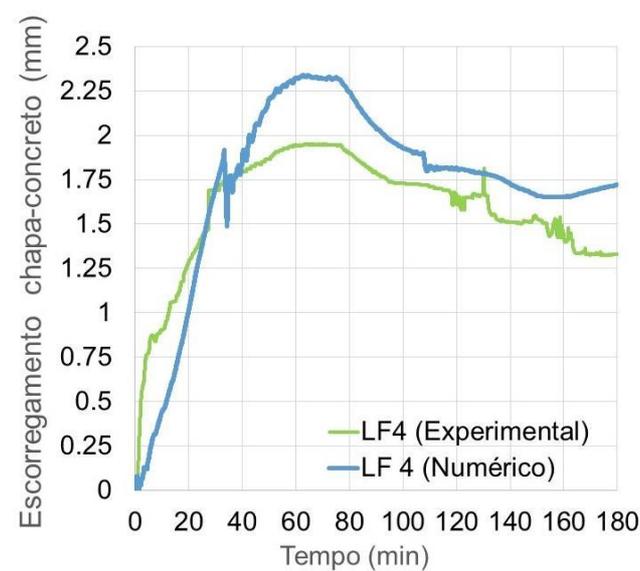


Referência para leituras

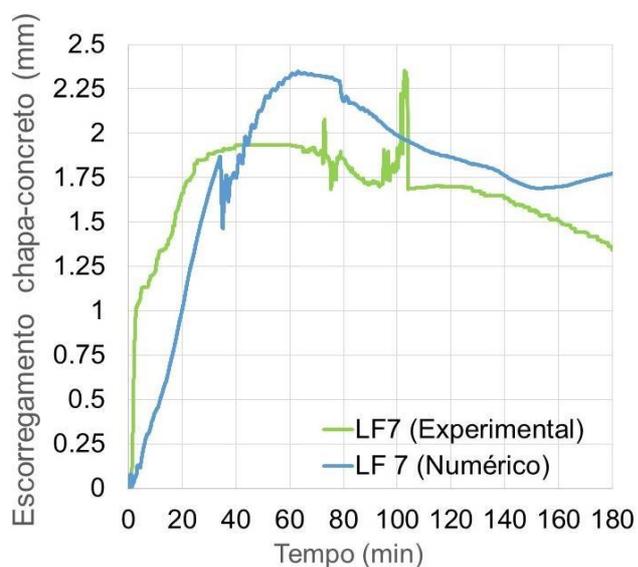
(a) LF1



(b) LF3



(c) LF4



(d) LF7

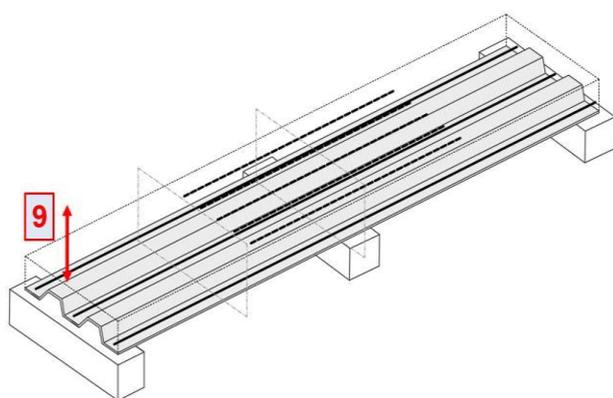
Figura 155 – Calibração do escorregamento relativo chapa-concreto

Os picos nas leituras no MN – geralmente registradas pouco antes dos 40 min em todos os casos – indicam desprendimento total da chapa, o que converge com os valores laboratorialmente obtidos, os quais indicam que a chapa atua desprendida da seção. O modelo numérico, portanto, possui uma boa representatividade frente ao experimental.

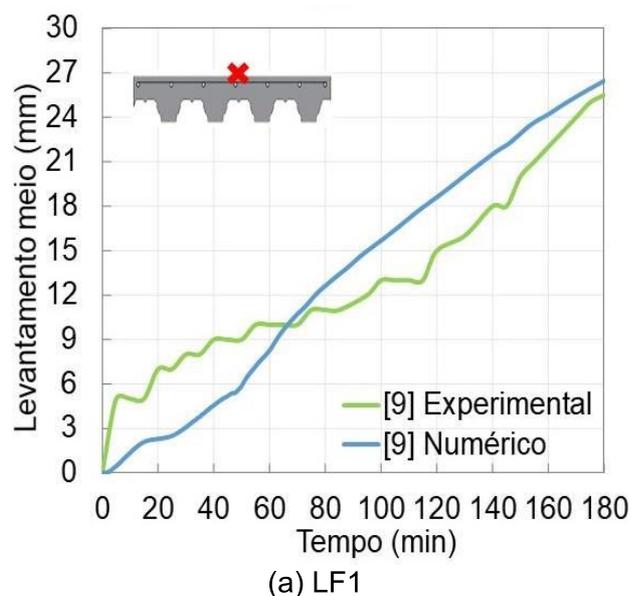
c) Deslocamentos de cunho térmico (ponto 9)

Neste item está apresentado o comparativo entre os resultados experimentais e numéricos referentes ao levantamento da extremidade da laje (i.e., ponto 9 da Figura 54) junto ao apoio de extremidade. Este comparativo entre as leituras foi feito com as lajes testadas em laboratório: LF1, 3, 4 e 5.

Na Figura 156a foi mostrado o comparativo da LF1. Nota-se que o MN converge com o ME. A diferença máxima entre ambas é de 3,0 mm, considerado pouco em relação as dimensões da laje. O mesmo pode ser dito para a LF3, na Figura 156b. Nessa, porém, a diferença aumenta frente à anterior, sendo da ordem de 4,2 mm no ponto mais crítico, por volta dos 40 min. Na Figura 156c mostra-se a LF4. A magnitude das variações na LF4 foi semelhante à LF3, da ordem de 4,4 mm na condição mais crítica, reduzindo no tempo. Ao término do ensaio, a diferença diminuiu, chegando a 3 mm entre ambos os modelos (ME e MN). No caso da laje LF5, a magnitude das diferenças entre as leituras foi menor. Na pior condição, foi da ordem de 4,0 mm, conforme Figura 156d.



Referência para leituras



(a) LF1

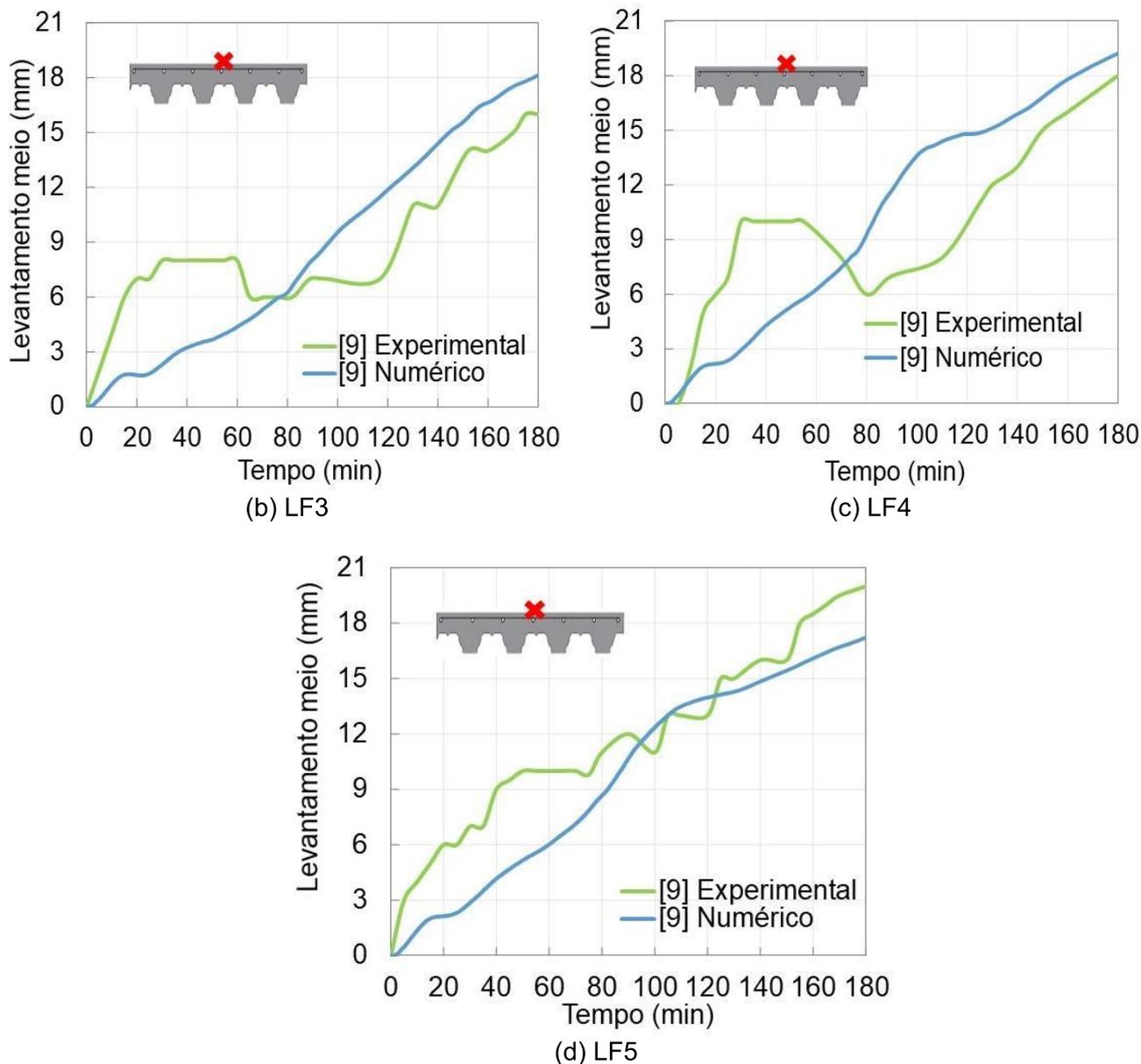


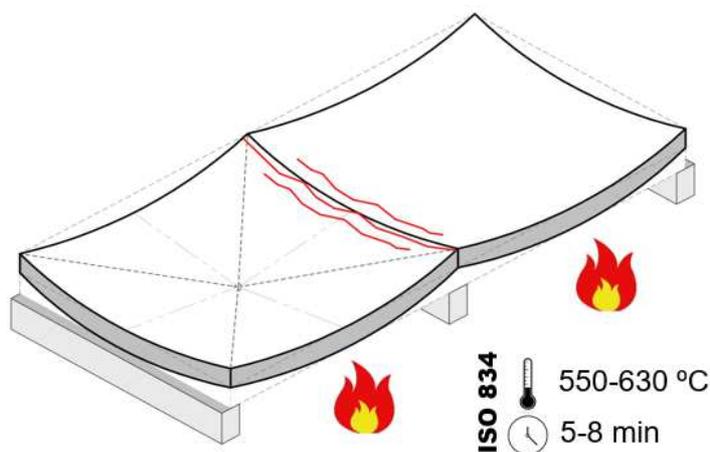
Figura 156 – Calibração da deformação da mediatrix

d) Distribuição de tensões no concreto

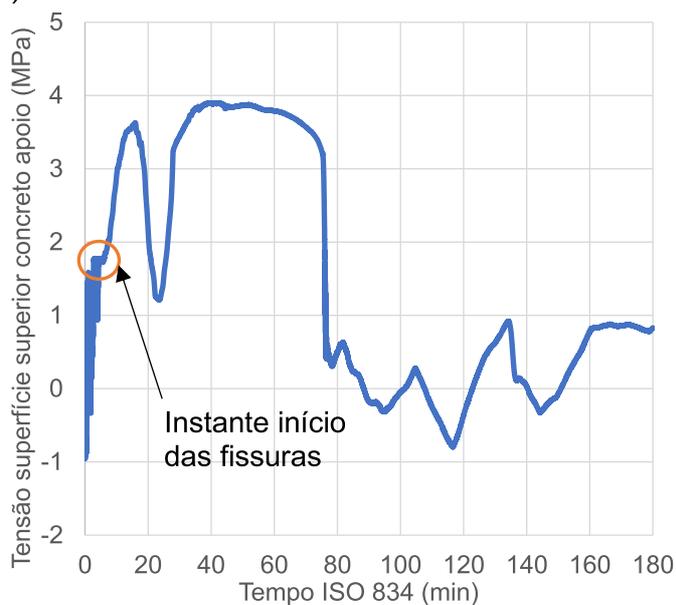
A distribuição de tensões é inviável de ser obtida experimentalmente. Todavia, as fissuras incidentes no concreto servem como referência à dedução das prováveis regiões de tensões máximas. Na presente análise, entendeu-se que as fissuras percebidas em laboratório são indicativas de tensões excessivas na respectiva região.

As primeiras fissuras ocorreram na adjacência do apoio intermediário (Figura 157) por volta dos 5 min iniciais do ensaio. No modelo numérico, entende-se que as fissuras iniciam no ato da não linearidade do concreto, indicativas da plastificação deste material, conforme notado na Figura 157b. Experimentalmente, a fissura foi visualmente percebida entre 5 a 8 min, ao passo que junto ao modelo numérico precisamente aos 5,4 min. Esse

comparativo demonstra uma satisfatória e aceitável convergência entre ambos. De fato, numericamente se percebeu que as tensões desenvolvidas no concreto foram maiores junto a região da laje adjacente ao apoio central (Figura 157d).



(a) fissuras visualmente identificadas em laboratório

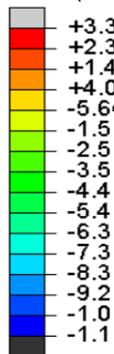


(b) tensões extraídas do modelo numérico

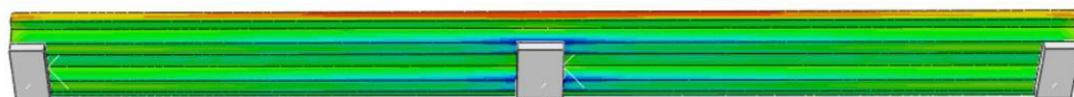


(c) respectivo registro em laboratório

Tensão (MPa) Vista superior da laje



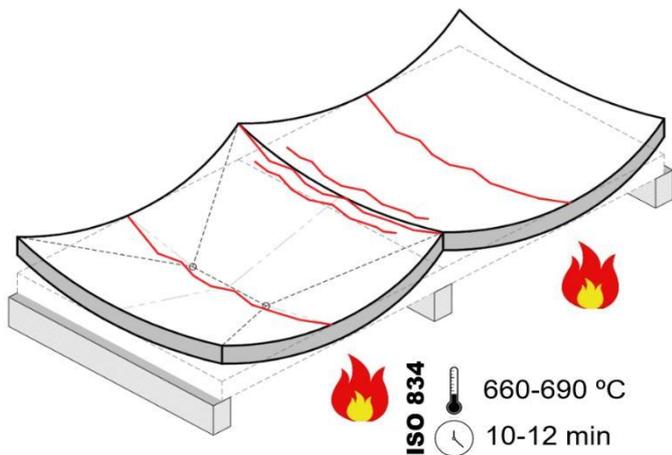
Vista inferior da laje



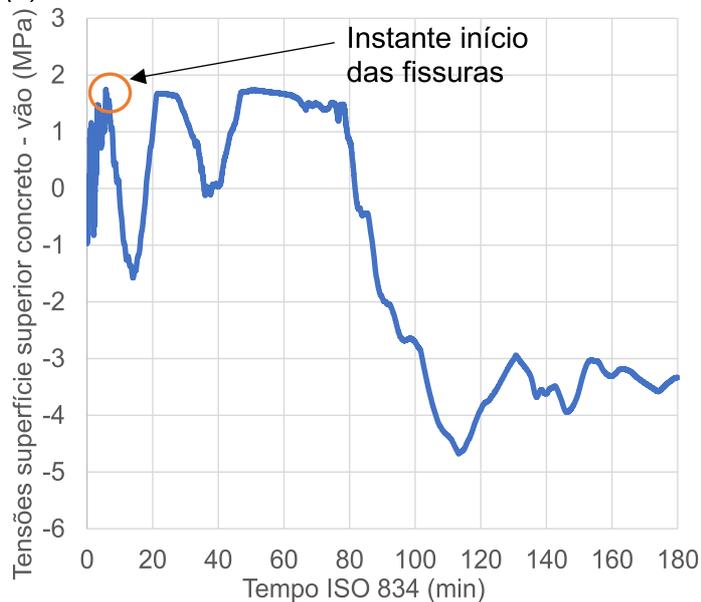
(d) distribuição de tensões aos 60 min de exposição à ISO 834 (modelo numérico)

Figura 157 – Calibração das fissuras junto ao apoio intermediário

As fissuras subsequentes ocorreram no meio do vão, conforme Figura 158.

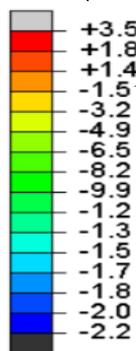


(a) fissuras visualmente identificadas em laboratório

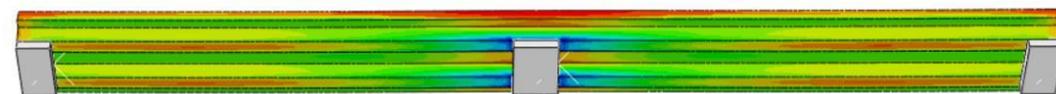


(b) tensões extraídas do modelo numérico

Tensão (MPa) Vista superior da laje

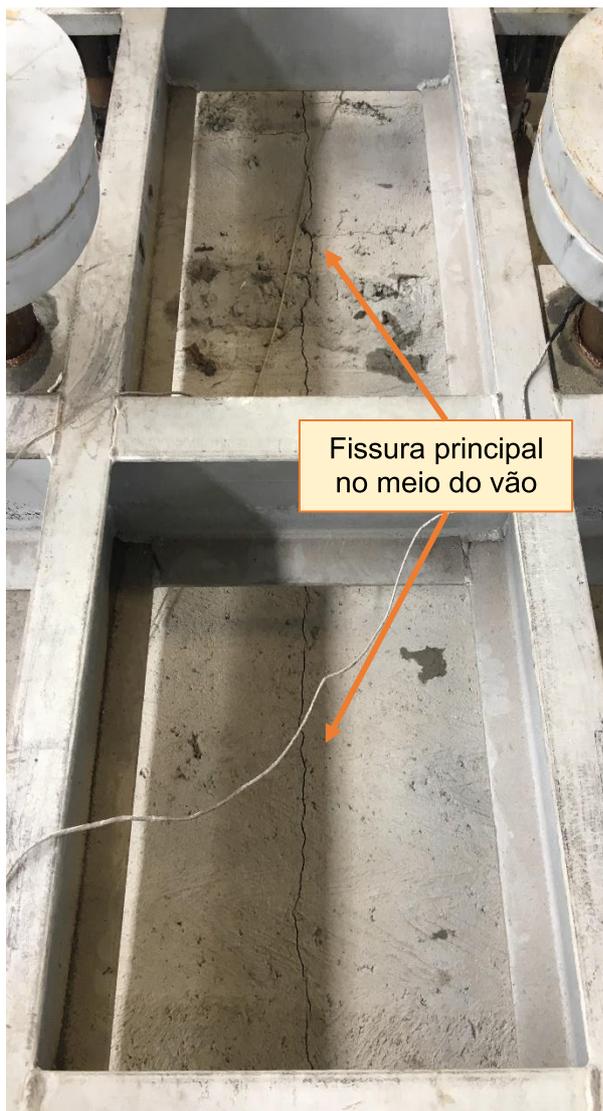


Vista inferior da laje



(d) distribuição de tensões aos 60 min de exposição à ISO 834 (modelo numérico)

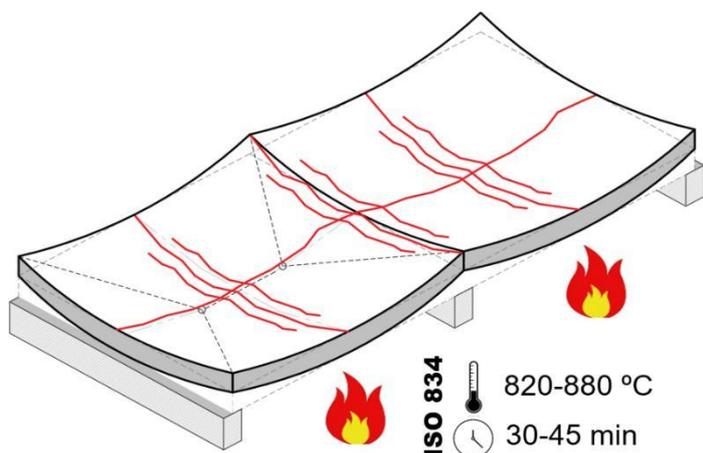
Figura 158 – Calibração das fissuras junto ao meio do vão



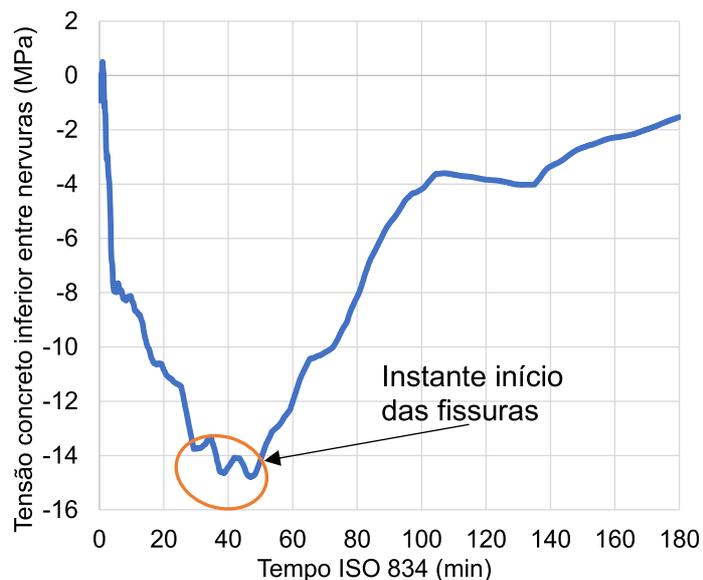
(c) respectivo registro em laboratório

Nesta região, o modelo numérico acusou a formação dessas fissuras após 8 min, conforme mostrado na Figura 158. Em laboratório, o equivalente foi percebido entre 10 e 12 min. Neste instante, o modelo numérico acusou um pico das leituras seguido de redução brusca das tensões no instante (Figura 158d), evidenciando uma plastificação

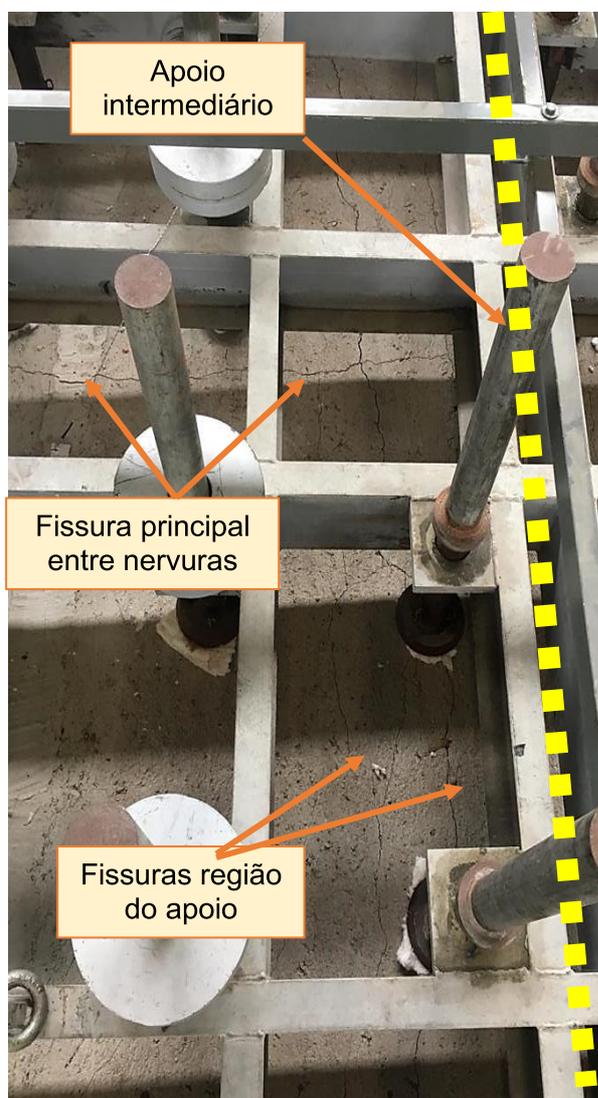
e fissuração do concreto nesta região (Figura 158c). Estima-se que tais fissuras sejam consequência daquela mostrada anteriormente (Figura 157). A fissura da laje adjacente ao apoio intermediário compromete o seu momento resistente negativo, aumentando o momento solicitante positivo, desencadeando a fissura em questão.



(a) fissuras visualmente identificadas em laboratório

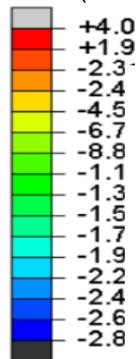


(b) tensões extraídas do modelo numérico

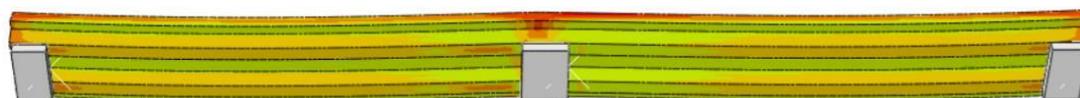


(c) respectivo registro em laboratório

Tensão (MPa) Vista superior da laje



Vista inferior da laje



(d) distribuição de tensões aos 60 min de exposição à ISO 834 (modelo numérico)

Figura 159 – Calibração das fissuras entre as nervuras da laje

As fissuras seguintes ocorreram longitudinalmente, conforme a Figura 159. Trata-se de fissuras incidentes entre as nervuras da laje (conforme a Figura 159a e c), ou seja, a região de menor espessura da seção transversal. Experimentalmente estas fissuras foram identificadas entre 30 e 45 min de exposição à ISO 834. O modelo numérico mostra perturbações nas leituras na mesma faixa de tempo (Figura 159b). A Figura 159d indica que se tratam de regiões mais fragilizadas da laje, submetida a esforços de compressão. Entende-se haver convergência entre as leituras numéricas com as constatações visuais de laboratório.

e) Distribuição de tensões na chapa

O provável estado de tensão experimentalmente desenvolvido na chapa pode ser relacionado às manifestações percebidas nas leituras numéricas, conforme a Figura 160.

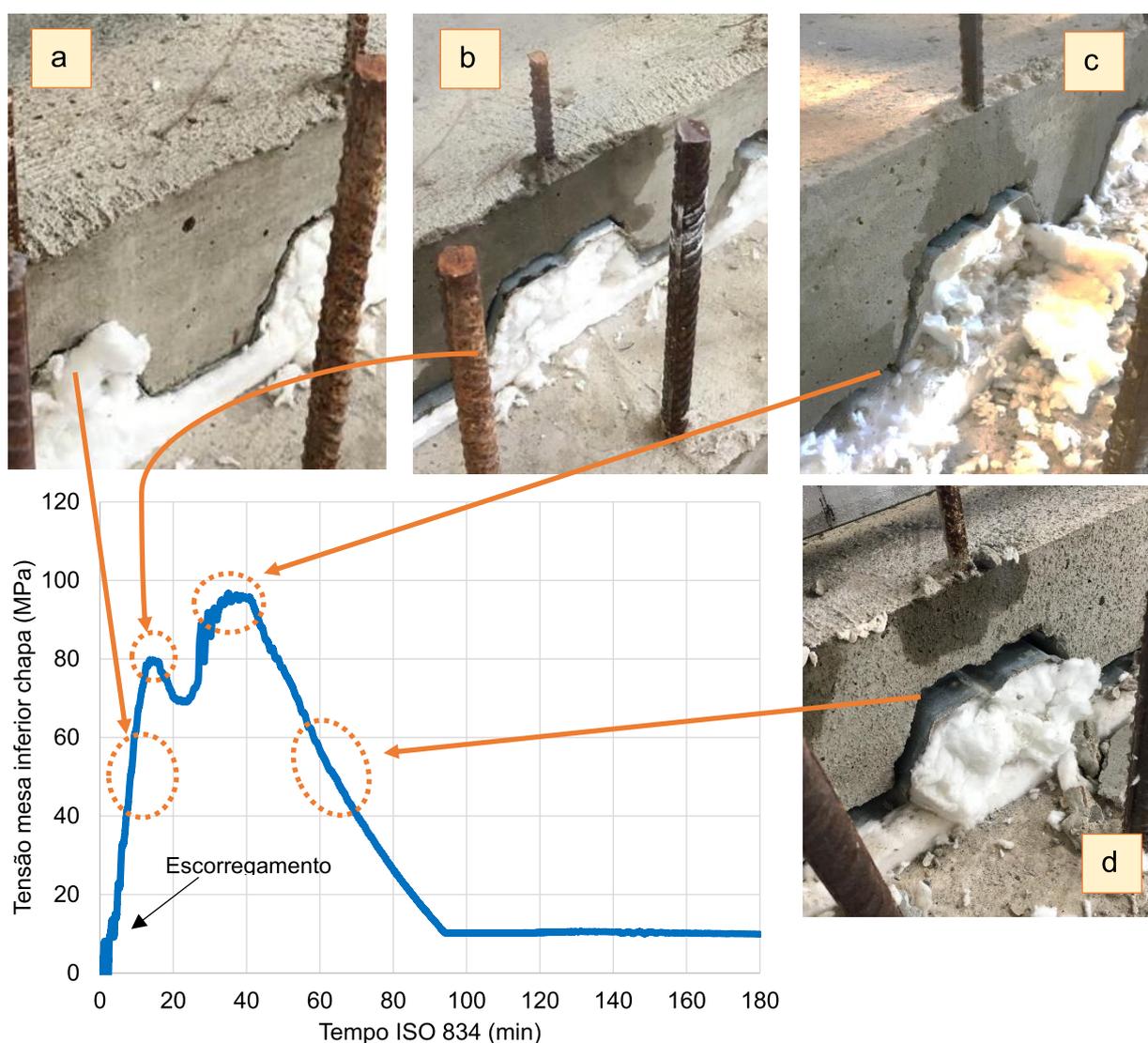


Figura 160 – Calibração do desprendimento da chapa

Essa análise tomou como referência as percepções visualmente identificadas em laboratório (ver a Figura 81) e possuem uma relação tênue com os resultados relativos ao escorregamento relativo entre a chapa e o concreto, já mostradas na Figura 155. Nos primeiros 5 min foi percebido o escorregamento relativo entre chapa e concreto (Figura 160a), acusado por perturbações nas leituras do modelo numérico. O desprendimento da chapa por volta dos 15 min foi acompanhado de um estalo em laboratório, instante onde o modelo numérico mostrou um pico nas leituras (Figura 160b), seguido do alívio das tensões. Há uma redistribuição de esforços no instante. O atrito residual entre ambos os materiais permite transferência de esforços, mas de forma não linear, reforçando que a interface já está comprometida e o comportamento misto já não existe (Figura 160c). O desprendimento da chapa após 30 a 45 min já é total (Figura 160d).

Tanto os resultados visuais quanto as leituras laboratoriais mostram convergência frente aos resultados extraídos do modelo numérico. Entende-se que o modelo numérico concebido representa satisfatoriamente o comportamento das lajes mistas em situações reais de uso. Estando o modelo numérico validado, a investigação numérica desta tese foi desenvolvida. O plano da investigação numérica admitido é detalhado na sequência.

4.6.4 Considerações parciais

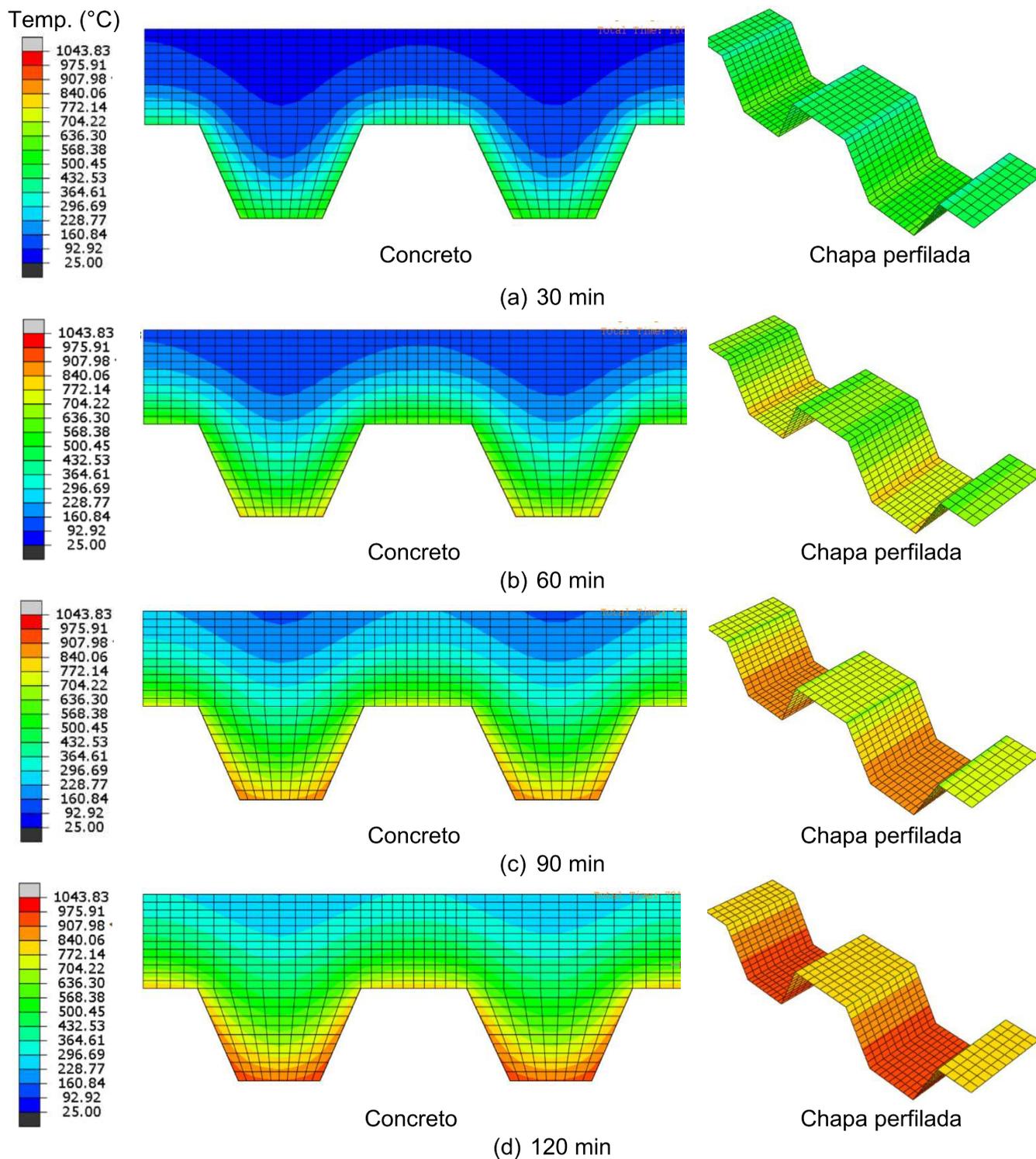
Apresentou-se o comparativo entre as leituras dos modelos experimentais e o seu numérico equivalente. Os 31 pontos de leitura admitidos permitiram credibilizar, além do modelo de cálculo, os parâmetros térmicos, mecânicos e termomecânicos adotados na simulação, bem como dos parâmetros de interface. Sabe-se que sutis divergências entre as leituras, conforme é notado em alguns casos, são compreensíveis. Tal fato é atribuído, sobretudo, a aleatoriedade das fissuras incidentes no concreto, gerando não linearidades físicas por vezes difíceis de serem fidedignamente incorporadas e ajustadas ao modelo. Os parâmetros de danos no concreto em regime plástico tratam-se de uma simplificação. Apesar de bem aceitos, sabe-se que este material apresenta uma variabilidade inerente às suas diversas etapas contrutivas, fissuras preliminares, característica dos agregados, e outros. Tais fissuras inclusive modificam a própria distribuição de temperatura na seção transversal das lajes, o que não é previsto pelos parâmetros térmicos normativos.

Portanto, as variações apresentadas foram interpretadas como satisfatórias e os modelos numéricos propostos representam adequadamente o comportamento das lajes. Tal fato credita os resultados do estudo que serão apresentados na sequência.

4.7 Apresentação dos resultados e discussão

4.7.1 Análise térmica

As isotermas da seção transversal da laje, obtidas de acordo com a exposição à curva de temperatura da ISO 834 para os tempos de 30, 60, 90, 120, 150 e 180 min estão mostrados na Figura 161.



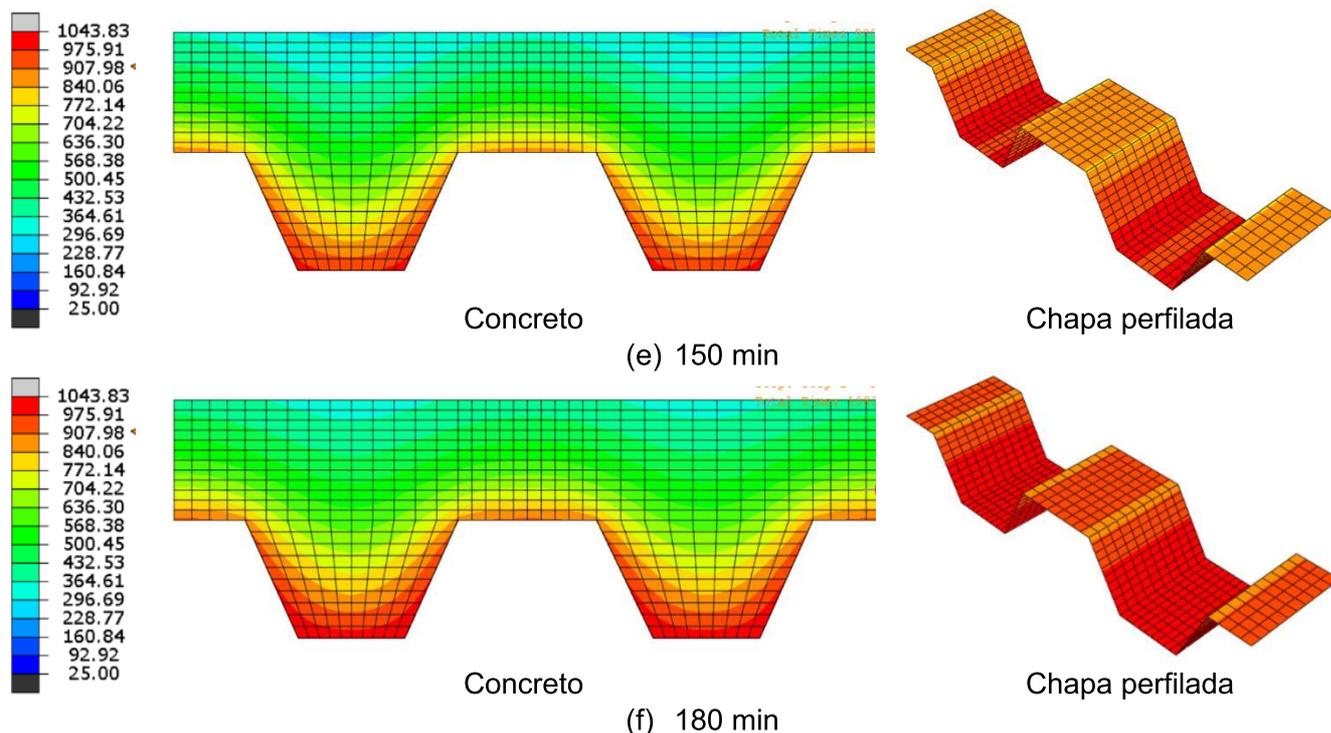


Figura 161 – Isotermas da seção para diferentes tempos da ISO 834

Nota-se que a distribuição de temperaturas na seção não é uniforme. A camada de maior espessura da laje, *i.e.*, junto ao alinhamento da mesa inferior da chapa, mostrou uma distribuição de temperatura menor em relação a camada menos espessa, adjacente a mesa superior. Por outro lado, a chapa mostrou uma distribuição de temperaturas mais uniforme. A evolução destas leituras no tempo estão discutidas a seguir, onde também é feito o comparativo entre leituras numéricas e experimentais com o método simplificado do EN 1994-1.2.

4.7.1.1 Armaduras

As leituras das temperaturas junto as armaduras estão mostradas na Figura 162. Tratam-se de temperaturas médias entre as barras de $\varnothing 6,3$ e $\varnothing 10,0$ mm.

Nas armaduras negativas, foi percebido uma influência da sua posição na seção da laje. As armaduras instaladas no alinhamento A, *i.e.*, menos espessa, tendem mostrar uma distribuição de temperaturas maiores do que o B, mais espessa. O fato evidencia que esta variável deve ser consentida no projeto estrutural e justificativa do desempenho das lajes ao incêndio, sobretudo no uso de barras negativas. Geralmente as normas não relatam o efeito das altas temperaturas nas armaduras negativas. Logo, à luz normativa, estima-se estas armaduras sejam admitidas isentas da ação das altas temperaturas, o que não é verdade.

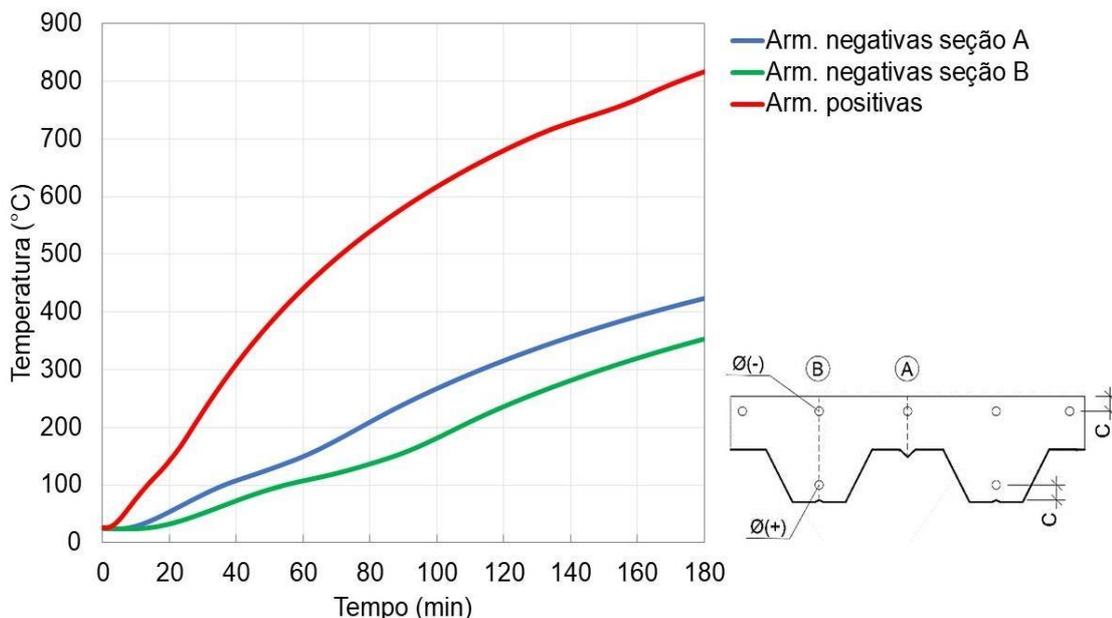


Figura 162 – Modelo numérico: temperaturas nas armaduras

4.7.1.2 Chapa perfilada

Na Figura 163 está mostrada a distribuição de temperaturas extraídas do modelo numérico. Nota-se que houve um maior aquecimento da mesa inferior do que a superior. Isso ocorreu pelo *shadow effect*. As temperaturas da chapa foram menores em relação as temperaturas de exposição, que foi a da ISO 834. Isso está atrelado a emissividade do aço da chapa e *sink effect*. As temperaturas da alma se aproximam da média obtida entre as três leituras: mesa inferior, superior e alma.

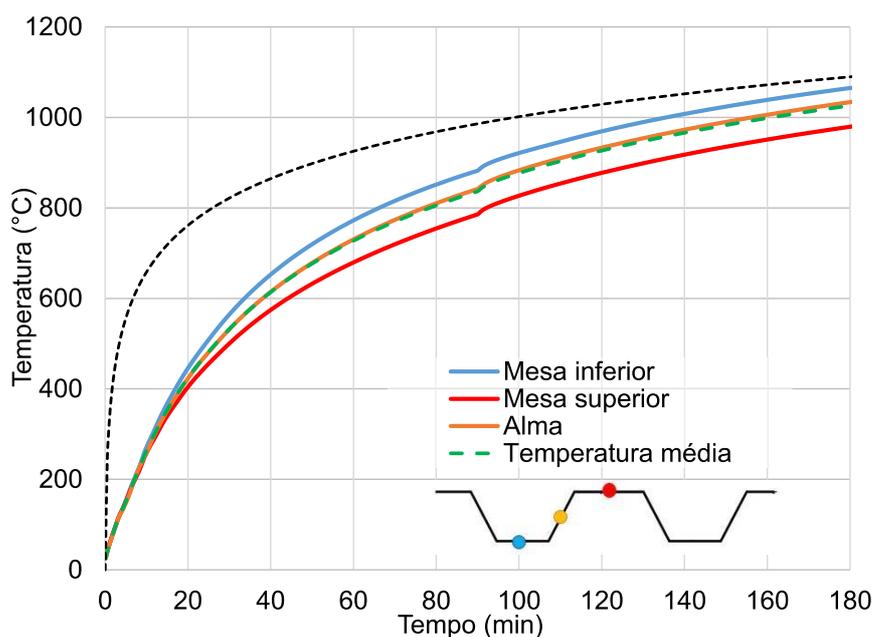


Figura 163 – Modelo numérico: curvas de temperatura na chapa

Trabalhos como de Li, Zhang e Jiang (2017) já empregaram a temperatura média da chapa na definição do momento resistente positivo das lajes ao incêndio, calculados pelos procedimentos analíticos do EN 1994-1.2 (CEN, 2011). Tal critério mostra-se como uma medida de projeto aceitável.

4.7.1.3 Concreto

As temperaturas em algumas camadas do concreto são apresentadas na Figura 164, para a seção menos espessa da laje (alinhamento A da seção, ver a Figura 137); e na Figura 165, para a mais espessa (alinhamento B). As temperaturas de exposição (ISO 834) também são mostradas. As temperaturas na seção não têm distribuição uniforme. O alinhamento A tende a ter um aquecimento maior do que o B. Esse fato mostrou que, sob altas temperaturas, a laje pode mostrar uma distribuição complexa de parâmetros mecânicos na seção, pois sofrem alterações distintas para cada faixa de temperatura. Tal condição remete a complexidade do projeto deste tipo de estrutura, visto que não há uniformidade de distribuição de temperaturas e, portanto, dos parâmetros mecânicos dos materiais que constituem a sua seção transversal.

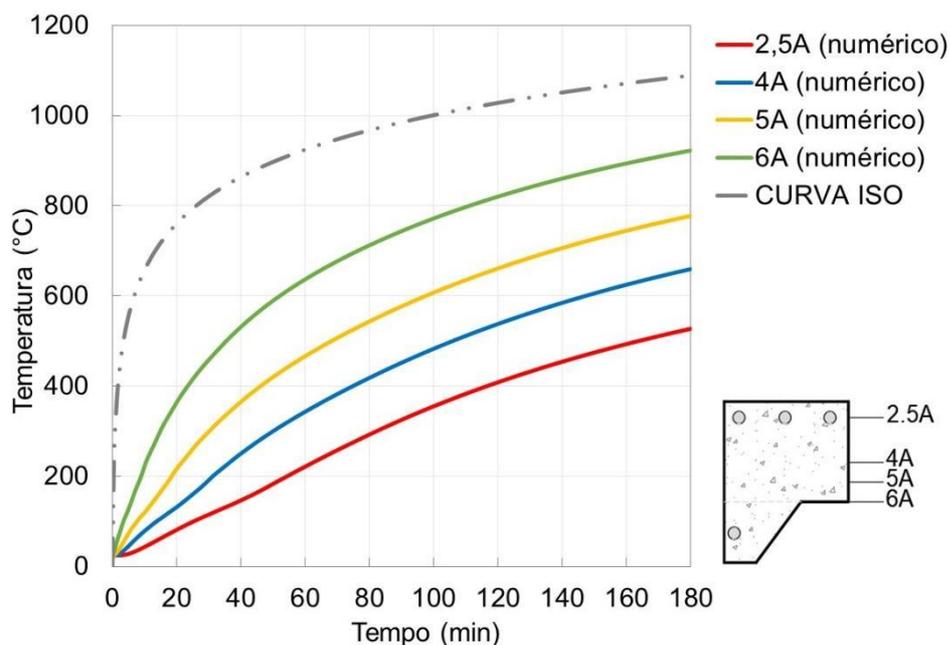


Figura 164 – Modelo numérico: temperaturas no concreto (linha A da seção)

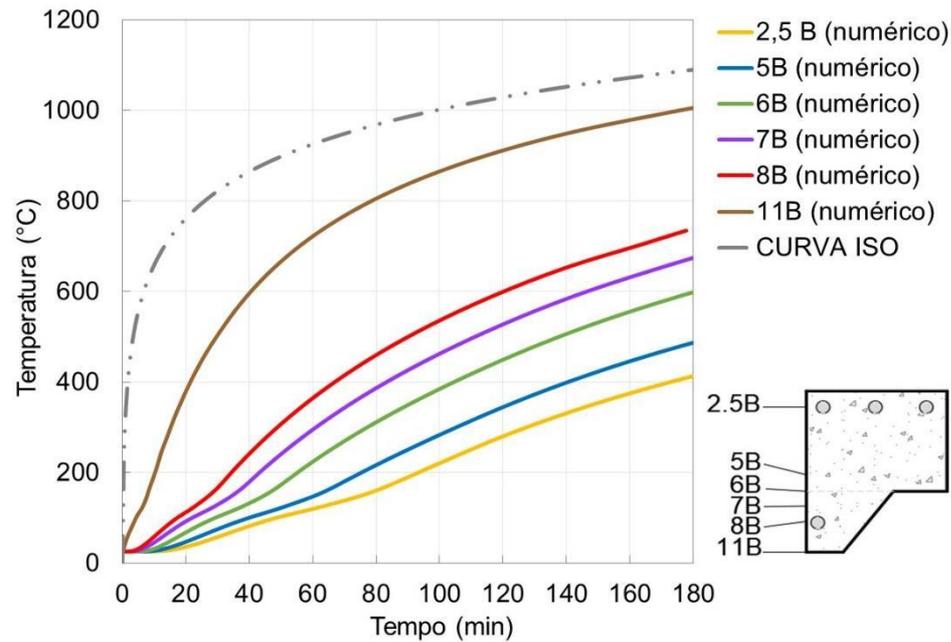


Figura 165 – Modelo numérico: temperaturas no concreto (linha B da seção)

4.7.1.4 Comparativo EN 1994-1.2, experimental e numérico

O comparativo entre as temperaturas numéricas, experimentais normativas é feito a seguir. Foi admitida a seção de laje experimentalmente adotada, conforme já mostrado na Figura 137.

a) Temperatura armaduras positivas

Mostra-se na Tabela 26 o comparativo entre as temperaturas definidas pelo item D.2 do Anexo D do EN 1994-1.2 com as obtidas no modelo numérico e experimental.

Tabela 26 – Temperaturas nas armaduras: normativo, experimental e numérico

Tempo (min)	Temperatura (°C)					
	Ø6,3mm			Ø10mm		
	EN1994-1-2	Experimental	Numérico	EN1994-1-2	Experimental	Numérico
60	678,19	487,40	544,70	666,78	513,20	528,82
90	847,38	657,1	679,41	836,21	689,70	665,81
120	938,25	799,60	770,42	927,45	820,10	750,30

As temperaturas definidas pelo Anexo D do EN 1994-1.2 foram superiores às dos modelos experimental e numérico. No diâmetro de 6,3mm, os valores normativos foram, no máximo, 40% superiores ao modelo experimental aos 60 min. Já no comparativo com o numérico, o valor normativo mostrou-se, no máximo, 24,7% superior.

No caso das barras de 10mm, os resultados normativos foram, no máximo, 29,9% superiores frente ao experimental. Em relação ao numérico, os valores normativos foram, no máximo, 26,1% maiores. A diferença entre essas temperaturas frente aos normativos são justificáveis: o procedimento analítico de definição das temperaturas do Anexo D do EN 1994-1.2 atualmente praticado foi fundamentado nos resultados do estudo numérico-experimental de Both (1998). Nas equações propostas, Both (1998) admitiu parâmetros de condutividade térmica e densidade que divergem divergentes dos praticados pelo EN 1992-1.2. Logo, caso sejam feitas análises numéricas usando os parâmetros térmicos da norma, os resultados não irão convergir ao método simplificado do EN 1992-1.2.

b) Temperatura armaduras negativas

A EN 1994-1.2 (CEN, 2011) não mostra procedimentos simplificados para essa definição. Subtende-se que ela permite que essas barras sejam admitidas como estando a temperatura ambiente, pois estariam situadas acima da isoterma da temperatura limite, que foi calculada abaixo.

c) Temperatura chapa perfilada

Na Tabela 27 é mostrado o comparativo entre os resultados obtidos pela aplicação do Anexo D do EN 1994-1.2 (CEN, 2011) com os experimentais e numéricos.

Tabela 27 – Temperaturas na chapa: normativo, experimental e numérico

Tempo (min)	Temperaturas (°C)							
	Mesa inferior			Alma		Mesa superior		
	EN1994-1-2	Experimental	Numérico	EN1994-1-2	Numérico	EN1994-1-2	Experimental	Numérico
60	851,42	645,80	745,33	772,38	702,15	704,77	644,70	655,70
90	952,37	819,00	854,30	899,31	812,92	843,90	759,14	757,25
120	1011,55	935,10	925,01	969,95	888,48	924,20	846,60	833,41

Tanto os resultados experimentais quanto numéricos mostraram valores inferiores ao EN 1994-1.2 (CEN, 2011). No caso da alma, não foram feitas leituras experimentais.

Nos resultados experimentais, notou-se a diferença máxima de 31,8% frente aos normativos, no tempo de 60 min junto a mesa inferior. Já a diferença mínima foi de 20,6% aos 60 min na mesa superior. No comparativo entre o modelo numérico e os resultados obtido com a aplicação do método normativo, a maior diferença encontrada foi de 14,2%, aos 60 min na mesa inferior. A diferença entre os resultados experimentais e numéricos foi de, no máximo, 8%, para 60 min, chegando a ser de 1,3%, aos 120 min, validando

parâmetros térmicos da EN 1994-1.2 (CEN, 2011) e Craveiro *et al* (2016). Os percentuais apresentados mostram algum grau de conservadorismo da EN 1994-1.2, que trabalha com temperaturas da chapa geralmente superiores ao experimental e numérico.

d) Temperatura concreto

As isothermas do concreto foram definidas com base em coordenadas indicativas da temperatura limite (item D.3 do EN 1994-1.2). As coordenadas estão na Tabela 28.

Tabela 28 – Coordenadas das isothermas para temperatura limite

Tempo (min)	Coordenadas (mm)							
	X _I	Y _I	X _{II}	Y _{II}	X _{III}	Y _{III}	X _{IV}	Y _{IV}
60	0,0	10,0	25,5	10,0	54,4	59,0	104,5	66,5
90	0,0	14,5	22,8	14,5	51,1	59,0	104,5	69,4
120	0,0	17,8	20,8	17,8	48,8	59,0	104,5	71,5

As temperaturas limites das isothermas, calculadas pela Equação D7 da EN 1994-1.2, são mostradas na Tabela 29, onde também são mostradas as temperaturas obtidas no modelo numérico para as mesmas coordenadas da Tabela 28.

Tabela 29 – Comparativo temperaturas: normativo e numérico

Tempo (min)	Temperatura (°C)					
	EN 1994-1.2	Numérico				
		Coordenadas				
		X _I , Y _I	X _{II} , Y _{II}	X _{III} , Y _{III}	X _{IV} , Y _{IV}	Média
60 (I)	510,6	626,0	662,3	510,0	569,8	592,0
90 (II)	635,3	697,7	735,0	575,0	600,8	652,1
120 (III)	719,0	764,7	785,4	633,2	627,0	702,6

Comparando as temperaturas médias do modelo numérico com as do EN 1994-1.2, percebe-se uma diferença importante. Na quase totalidade dos casos, os valores do modelo numérico foram superiores aos normativos. Porém, percebeu-se que a diferença diminuiu no tempo, sendo, inclusive, menor aos 120 min da ISO 934. Aos 60 min, a média das temperaturas do modelo numérico foi 15,9% superior ao da norma. Já aos 90 e 120 min, a diferença foi de 2,6% e 2,3%, respectivamente. Essa divergência é justificada pelo estudo de Both (1998), usado como a base do procedimento normativo. Para o concreto, o trabalho de Both (1998) adotou parâmetros de difusividade térmica distintos daqueles que atualmente são praticados pelo EN 1994-1.2. Portanto, entende-se haver uma nítida divergência normativa. O procedimento que inspirou o método simplificado da EN 1994-

1.2 não admitiu os parâmetros térmicos que a própria norma recomenda. Logo, toda a análise numérica que incorporar os parâmetros térmicos de norma (condutividade, calor específico e densidade) encontrarão resultados diferentes dos recomendados no método simplificado que ela apresenta. É necessária uma revisão deste procedimento normativo.

e) Isolamento térmico

Usando a classificação do Quadro D6 constante no Anexo D do EN 1994-1.2, a seção de laje analisada numérica e experimentalmente atendeu ao critério de isolamento térmico por 75min. Com a Equação D1 do EN 1994-1.2, atenderia a 71 min. Tal critério normativo toma como premissa uma variação da temperatura – frente uma temperatura inicial da análise, aqui admita como 25°C – média de 140°C ou pontual de 180°C na face não exposta. Numericamente, foi possível identificar que o tempo na qual ela atinge 180° foi de 69,8 min (na parte menos espessa). Na parte mais espessa, a temperatura de 180°C foi obtida aos 100 min e no modelo numérico aos 99,8 min.

Tomando como base as extrapolações admitidas (como já foi mostrado na Tabela 23) para além da seção de laje adotada em laboratório, a Tabela 30 compara os valores do Quadro D6 do Anexo D do EN 1994-1.2 (CEN, 2011) aos demais modelos admitidos. Nesse último, os valores entre parênteses referem-se ao tempo em que efetivamente a temperatura média (M) de 140°C ou a pontual (P) de 180°C foi atingida.

Tabela 30 – Comparativo tempo de isolamento térmico: normativo e numérico

Espessura efetiva mínima: h_{ef} [mm]	Espessura da camada de concreto acima forma h_1	Resistência ao fogo padrão (min)	
		EN 1994-1.2	Numérico
60	60-30=30mm	I 30	I 20 (24,8-P)
80	80-30=50mm	I 60	I 45 (50,5-M)
100	100-30=70mm	I 90	I 60 (83,6-M)
120	120-30=90mm	I 120	I 120 (121,5-M)
150	150-30=120mm	I 180	I 180 (191,0-M)
175	175-30=145mm	I 240	I 240 (263,0-M)

M = obtido pela média entre pontos; P = obtido pelos resultados de um ponto

Os resultados da Tabela 30 foram obtidos com base espessura efetiva calculada no item D.4 do Anexo D do EN 1994-1.2 (CEN, 2011). Nesse cálculo, estimou-se que a altura efetiva da laje mista de $h_f=59\text{mm}$ seria simplificada pela Equação (4), visto que a geometria da chapa foi mantida idêntica em todas as análises. Logo, a Equação (5) é válida. Os valores de l_1 , l_2 e l_3 são relativos à geometria da chapa.

$$\begin{aligned}
 h_{\text{eff}} &= h_c + \frac{h_f}{2} \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) = h_c + 0,559\text{mm} \cdot \left(\frac{126\text{mm} + 84\text{mm}}{126\text{mm} + 84\text{mm}} \right) \\
 &= h_c + 29,5\text{mm} \cong h_c + 30\text{mm}
 \end{aligned}
 \tag{4}$$

$$h_c = h_{\text{eff}} - 30\text{mm} \tag{5}$$

Como conclusão parcial desta análise, há a necessidade de ajuste do Quadro D6 do EN 1994-1.2, sobretudo para espessuras efetivas inferiores a 100 mm, pois percebeu-se que os tempos classificatórios normativos não foram atingidos, como foi percebido na laje com h_{ef} de 60, 80 e 100 mm. Estas lajes mostrariam temperaturas na superfície não exposta às altas temperaturas superiores ao que normativamente se espera. O ajuste da tabela normativa faz-se, portanto, necessário.

4.7.2 Análise termomecânica

Os resultados de ambos os critérios (C1 e C2) estão apresentados a seguir.

4.7.2.1 Critério C1: temperatura constante e carregamento variável no tempo

No Anexo D desta tese estão mostradas as curvas de “força aplicada vs tensões atuantes” na laje. Estas curvas fundamentaram as discussões a seguir.

4.7.2.1.1 Análise da região de momento positivo

Os carregamentos que provocaram estado limite último das lajes LAN do C1 (i.e., a plastificação dos pontos da Figura 140) estão mostrados na Figura 166. A relação entre o carregamento último ao incêndio (Q_{fi}) com o seu equivalente a temperatura ambiente (Q) é mostrado na Figura 167. Na Tabela 35 do Anexo E tais valores foram discriminados e a correlação entre Q_{fi} e Q representado por meio de um coeficiente chamado “k”.

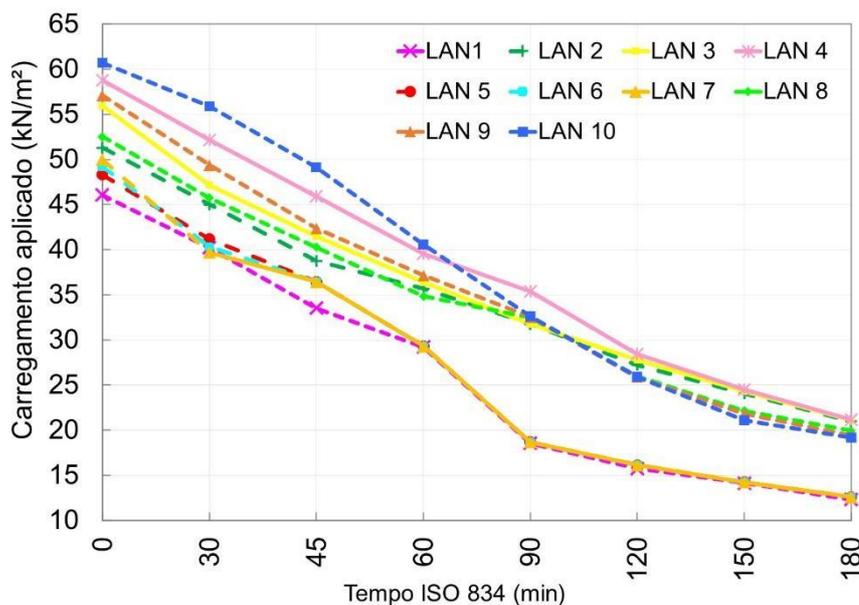


Figura 166 – Carregamentos últimos para diferentes tempos da ISO 834

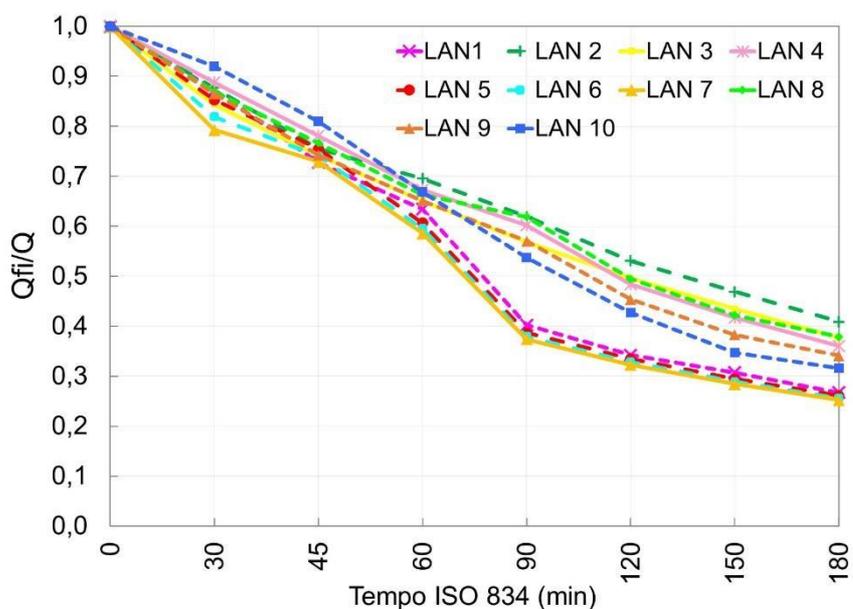


Figura 167 – Redução da resistência por laje para diferentes tempos da ISO 834

Segundo a Figura 166, as lajes apenas com armaduras positivas (AP) apresentam resultados superiores frente as lajes somente com negativas (AN). Adotando ambas as armaduras (AP e AN) teve-se os melhores resultados até por volta de 60 min. Após esse tempo, notou-se que as lajes somente com AP tiveram resultados mais interessantes, inclusive melhores do que as lajes com ambas as armaduras (AP e AN). Na laje apenas com AN percebeu-se, após 60 min, um comportamento semelhante a lajes não armadas. O fato é atribuído ao comprometimento do momento resistente positivo, provocado pela degradação mecânica da chapa e seu desprendimento da seção, o que já foi mostrado

na Figura 162 e Figura 87. Ambas razões afetam a parcela resistente a tração da seção transversal da laje, que neste caso (apenas AN) é formado somente pela chapa.

Para tempos superiores a 60 min, o uso de AN e de ambas (AN e AP) se mostrou menos interessante em relação as lajes que possuíam apenas AP. O uso de AN em prol da distribuição dos esforços não proporcionou o benefício esperado. A justificativa reside no comprimento de ancoragem das AN, prolongadas até a região de momento positivo máximo. A existência dessas armaduras provocou o deslocamento da linha neutra para cima, diminuindo a área de concreto comprimido da seção transversal que contribui ao momento resistente positivo, passando a plastificar precocemente.

O comportamento dos protótipos de lajes investigados pelo critério (C1) direcionou a interpretações que se fundamentaram no equilíbrio dos esforços resistentes internos dos materiais que compõem a seção transversal, convergindo ao raciocínio incorporado e praticado pelas equações normativas. Diversas justificativas foram assim conduzidas. As análises foram feitas pela perspectiva da chapa, armaduras e concreto, mostradas a seguir.

a) Análise da chapa perfilada

Percebeu-se que, independentemente do tempo de exposição à ISO 834 fixado, o desprendimento total da chapa ocorreu antes dos 60 min. Nesse tempo, a temperatura da chapa foi da ordem de 700°C, com redução de suas propriedades mecânicas de 90%, aproximadamente. Logo, a partir de 60 min da ISO 834, a contribuição da chapa perfilada pode ser negligenciada. Após 45 min, a força aplicada na laje capaz de plastificar a chapa foi reduzida à metade.

As AP foram outro fator influente no grau de mobilização da chapa até 60 min. Isso é atrelado a redução das tensões de cisalhamento longitudinal propiciado por elas, bem como pelo próprio desprendimento da chapa da seção. A influência das AP tende a ser anulado com as temperaturas pela perda das suas propriedades mecânicas. A partir de 90 min, a temperatura das AP foi próxima a 600°C, reduzindo a sua capacidade de absorver os esforços atuantes. O uso de AN pouco influenciou nas leituras da chapa, pois elas não desempenham o papel que as AP possuem na absorção dos esforços de cisalhamento longitudinal. Nas lajes com AP e AN, a mobilização da chapa foi igual às lajes que possuíam somente AP, reforçando esse argumento.

Antes de iniciada a exposição, a mesa inferior da chapa foi tracionada e a superior comprimida, indicando que a linha neutra ocorria na chapa e que havia a interação dela

com o concreto. Expondo a laje às altas temperaturas, houve desprendimento da chapa, e as tensões de compressão na mesa superior alteravam-se para tração (ver Anexo D). Essa inversão de esforços demonstra que a interação total entre a chapa e o concreto é perdida em algum momento, mas já é comprometida desde os instantes iniciais, fato que evidencia a perda do comportamento misto da laje às altas temperaturas precocemente. Isto já havia sido constatado experimentalmente.

A Figura 168 ilustra esta questão. O escorregamento e desprendimento da chapa aliado a sua degradação mecânica pelas temperaturas provoca algum grau de atrito “w” – representativo da sua interação com o concreto, o que ainda não foi investigado – que acaba por comprometer o comportamento misto da laje. Entende-se que esta interação não é completamente perdida com o desprendimento da chapa, pois estima-se haver algum grau de transferência de esforços entre ela e o concreto atribuído pelas mossas, que são dispositivos mecânicos de ancoragem. Logo, o M_R passa a contar com algum grau de aproveitamento da chapa, cuja capacidade pode ser corrigida por um coeficiente ainda não investigado. De qualquer modo, o comportamento misto não é absoluto.

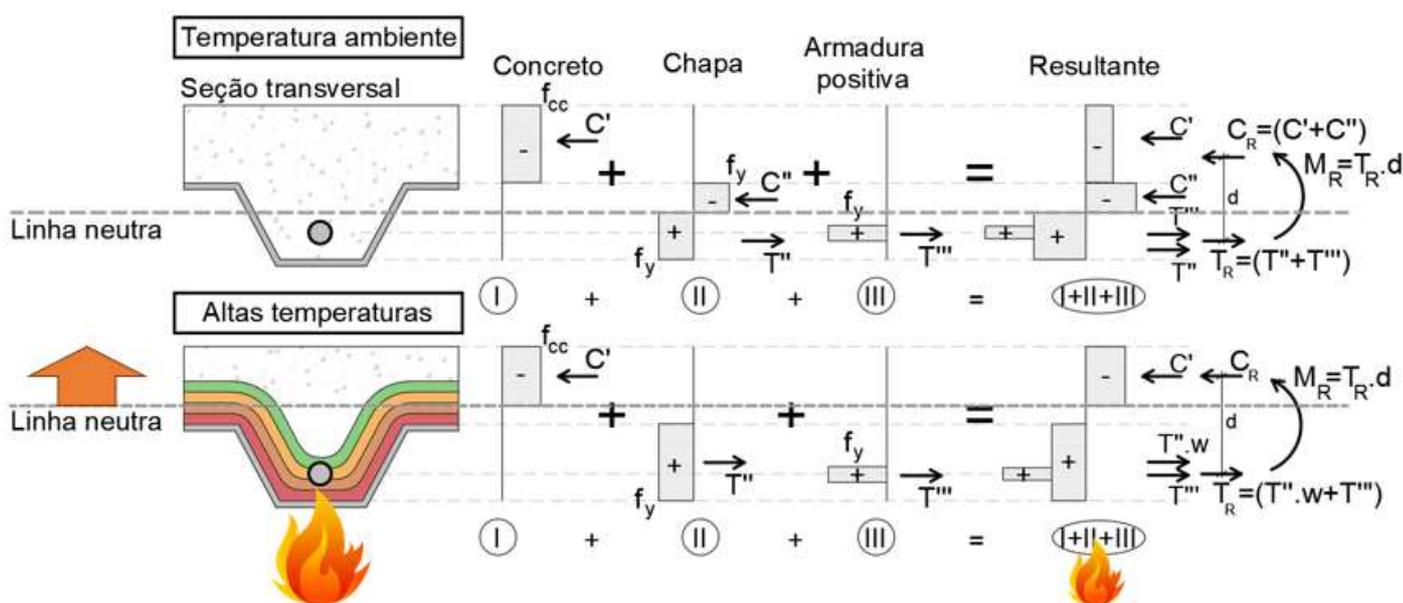


Figura 168 – Esforços na seção em altas temperaturas (meio do vão)

b) Análise das armaduras positivas (AP) e negativas (AN)

As AP perdem a sua efetividade após os 120 min. O seu diâmetro influenciou no carregamento máximo aplicado na laje até 90 min. Já as AN foram subaproveitadas. A plastificação das AN ocorreu após a plastificação dos componentes do momento positivo resistente da laje. Logo, o momento positivo é o ponto frágil da mesma. O fato é atribuído

pela perda da chapa perfilada, que se trata da parcela da laje resistente aos esforços de tração, sobretudo na região de momento positivo máximo. Estando a chapa despreendida ou mecanicamente degradada, tal parcela se perde e a laje mostra uma ruptura brusca, típica de uma seção de concreto não armado. A inserção de AP mitiga o fato e incorpora à laje uma resistência residual mesmo com a falha da chapa perfilada.

As lajes com AP e AN mostraram um desempenho sutilmente menor em relação aquelas que possuíam apenas AP. Estando as AN pouco afetadas pelas temperaturas, houve, na região de momento positivo, o deslocamento da linha neutra da seção, a qual subiu, reduzindo a área de concreto comprimido que participava do equilíbrio de esforços. A justificativa é que o comprimento de ancoragem das AN se prolongou até a região de momento positivo da laje. Essa menor área aumenta as tensões solicitantes que nele atuam, fazendo-o plastificar para carregamentos inferiores frente aos obtidos na laje sem AN, ou seja, apenas com AP. A Figura 169 mostra o deslocamento da linha neutra.

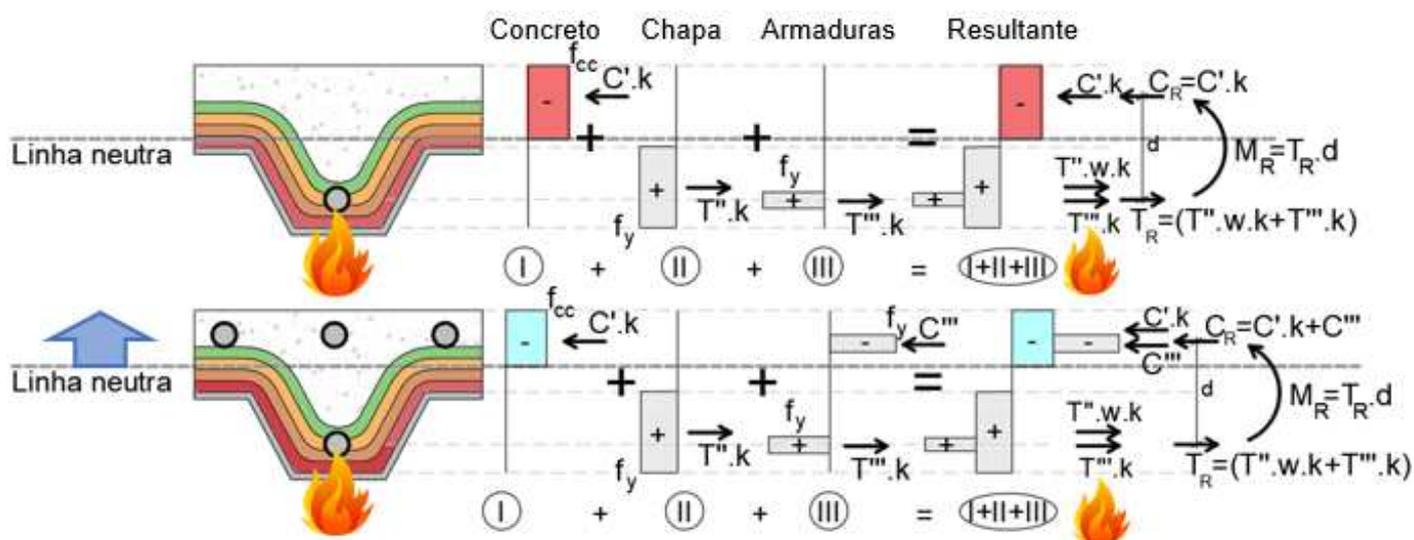


Figura 169 – Variação posição da linha neutra e as armaduras (meio do vão)

Portanto, na análise da região dos momentos positivos, percebeu-se que há maior efetividade com o uso de AP, aumentando com o diâmetro da mesma. A substituição das AP por AN produziu um efeito contrário ao esperado, pois fragilizou demasiadamente a região de momento positivo, devido a perda da chapa em altas temperaturas. O uso de ambas (AN e AP) pareceu desnecessário na ocasião, sobretudo para tempos superiores a 120 min, pois produziu resultados semelhantes ou sensivelmente inferiores em relação as lajes somente com AP. Nas lajes com AN e AP, a partir do instante em que as AP deixaram de ser efetivas, as AN remanescentes acabam por modificar a posição da linha

neutra, prejudicando o momento resistente positivo. O uso de ambas as armaduras foi interessante até 120 min, pois é o tempo limite na qual há a perda da efetividade das AP.

c) Análise do concreto

Na região de momento positivo, as AP auxiliaram no aproveitamento do concreto comprimido acima da linha neutra. Elas incorporam uma força resistente que deslocou a linha neutra da seção, descendo-a, aumentando a área da parcela comprimida acima da linha neutra (Figura 170). Retiradas as AP, o concreto acima da linha neutra plastificou precocemente, atrelado a redução da área comprimida da seção transversal resistente na flexão, bem como – obviamente – a perda da capacidade resistente a tração da laje.

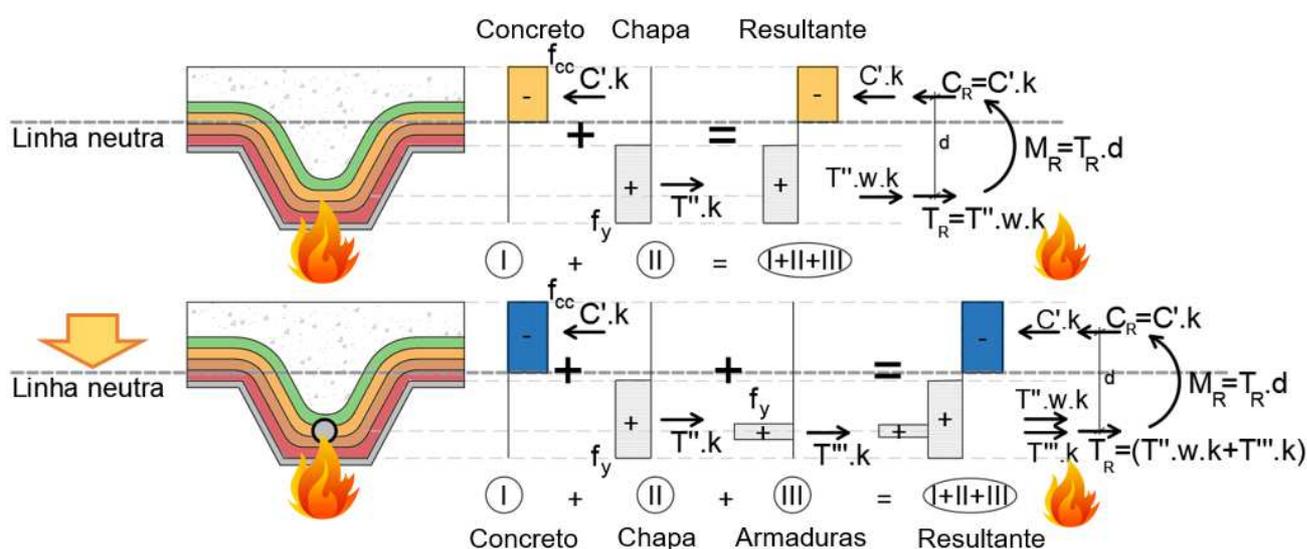


Figura 170 – Deslocamento linha neutra e armaduras positivas (meio do vão)

Substituir AP por AN fez a força aplicada na laje, capaz de plastificar o concreto na região de momento positivo, diminuir. Isso é vinculado ao comprimento de ancoragem das AN, já referido. Como consequência, a linha neutra subiu, diminuindo a parcela de concreto comprimido. O aumento do diâmetro destas barras agravou esta condição, visto que aumentava a resultante da parcela da armadura, fazendo a linha neutra subir ainda mais. A perda da componente tracionada (i.e., da chapa perfilada) com o aumento das temperaturas fragilizou o momento resistente positivo sem AP e agravou ainda mais este processo.

Já o uso de AP e AN aumentou a capacidade da laje apenas nos tempos iniciais. Em relação as lajes que possuíam apenas AP, o uso de ambas as armaduras aumentou a capacidade da laje até 60 min. A medida em que a AP foi sendo comprometida pelas temperaturas, as AN – termicamente mais protegidas – fizeram subir a linha neutra da seção na região de momento positivo, prejudicando-o. A justificativa é a mesma referida

no parágrafo anterior. Nas lajes com apenas AP, a linha neutra da seção foi deslocada pra baixo, aumentando a área da seção transversal comprimida do concreto. A condição preservou o equilíbrio dos esforços internos da região por mais tempo e, portanto, seu momento resistente.

Nas condições dos protótipos avaliados nessa tese, entende-se que o uso de AP foi mais efetivo do que as AN, mesmo estando termicamente menos protegidas. O uso de AP e AN mostrou maior efetividade apenas nos instantes iniciais, geralmente até 60 min. Após esse tempo, o aço reduziu suas propriedades mecânicas, fazendo com que as armaduras positivas perdessem efetividade. Nesse instante, as AN remanescentes produzem efeito contrário, no sentido de modificar a posição da linha neutra. Este fato, aliado a perda da chapa perfilada, fragilizou o momento resistente positivo. Logo, o uso de NA em substituição as AP se tornou uma circunstância prejudicial.

4.7.2.1.2 Continuidade estrutural (região de momento negativo)

Os carregamentos que produziram o esgotamento das lajes nesta região estão na Figura 171, sendo complementados pela Tabela 36 mostrada no Anexo E. A correlação entre o carregamento limite obtido em cada tempo da ISO 834 (Q_{fi}) com o equivalente a temperatura ambiente (Q) está mostrado na Figura 172, expresso na Tabela 36 do Anexo E por meio do coeficiente k.

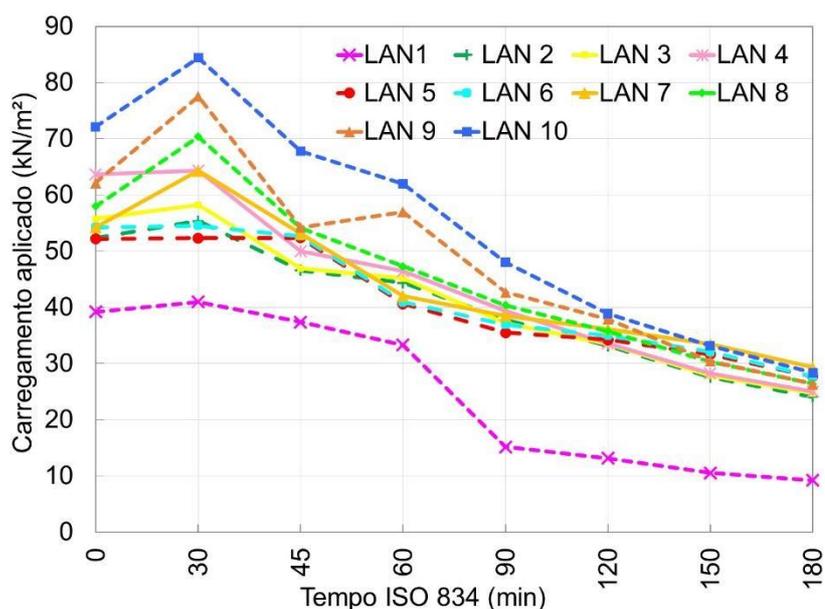


Figura 171 – Carregamentos últimos conforme a ISO 834

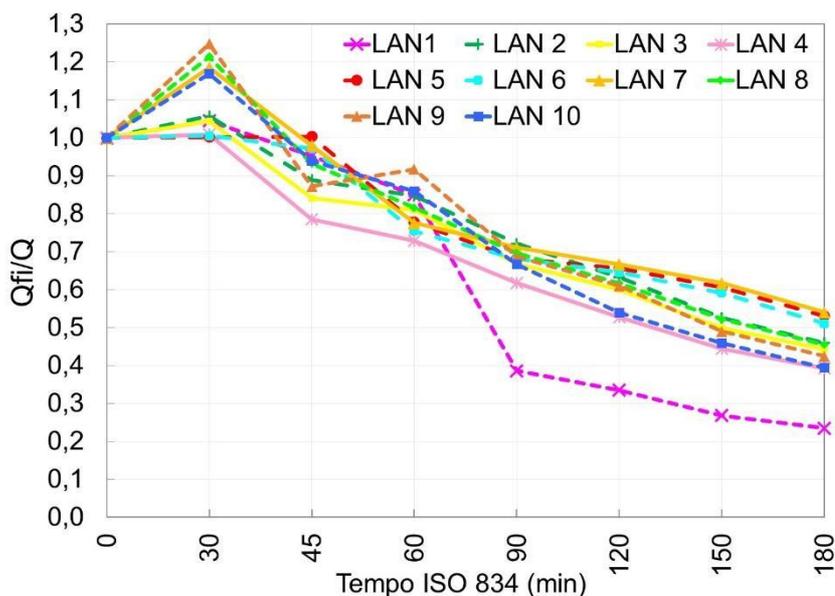


Figura 172 – Coeficiente de redução da resistência por laje

Nota-se que a continuidade estrutural aumenta nos primeiros 30 min de exposição (Figura 171 e Figura 172). O fato é atrelado ao endurecimento do aço para temperaturas de até 400 °C: o chamado efeito *hardening*, incorporado no modelo das LAN conforme a alínea 4 do item 3.2.1 do EN 1994-1.2. Importante evidenciar que estes resultados não se referem aos momentos negativos resistentes das lajes. Eles são relativos ao instante e/ou ao carregamento no qual ocorre a perda total da continuidade estrutural, ou seja, a plastificação do último componente capaz de garantir o equilíbrio dos esforços internos.

Em todas as lajes avaliadas, desde os instantes iniciais de carregamento, não há uma continuidade estrutural absoluta. O concreto tracionado – i.e., superfície superior da laje no apoio intermediário (ver o ponto Co5 da Figura 140) – plastifica, notando-se uma redistribuição de esforços que acaba sendo absorvida pelo momento resistente positivo da laje. Sempre há um giro relativo na seção junto ao apoio intermediário que deve ser previsto em projeto. Aliás, experimentalmente já se percebeu que as primeiras fissuras incidentes na superfície do concreto foram no alinhamento da viga intermediária, o que ratifica esta constatação numérica.

A laje perde continuidade estrutural com o incremento das temperaturas. As lajes com AN tiveram os melhores resultados, apresentando os menores coeficientes de perda da continuidade em relação às demais. Isso é relacionado a maior estabilidade térmica do concreto abaixo da linha neutra que, no equilíbrio com as AN – termicamente mais protegidas do que as AP – preservam a continuidade por um período de tempo maior.

Entretanto, essa melhora da continuidade torna-se inócua, pois a eliminação das AP faz com que a laje mostre uma falha precoce na região de momento positivo.

Nesse sentido, lajes com AP e AN mostraram uma maior capacidade de preservar continuidade estrutural somente nos instantes iniciais de exposição, até por volta de 90 min. Após esse instante, as lajes somente com AN tiveram resultados mais satisfatórios. Isso pode estar atrelado ao posicionamento da linha neutra, que tende a descer no uso de AP, reduzindo a área do concreto comprimido que atua do equilíbrio dos esforços.

a) Análise da chapa perfilada

A análise das tensões desenvolvidas na mesa inferior e superior da chapa sobre o apoio intermediário auxilia na compreensão do efeito da continuidade (ver o Anexo D). Em temperatura ambiente, os esforços de compressão e tração que ocorrem nas mesas indicam, além de linha neutra, um momento resistente negativo intimamente incorporado pela chapa, devido ao equilíbrio do binário tração-compressão. Com as temperaturas, o binário é perdido e o respectivo momento resistente negativo anulado.

Na mesa superior da chapa na região do apoio intermediário, aos 60 min, há uma inversão dos esforços, passando de tração para compressão. Isso mostra que a chapa já não é capaz de absorver giro na sua seção e que a mesma já não possui interação com o concreto. O equilíbrio entre os esforços internos da seção da chapa (i.e., de tração, formado pela mesa superior, e compressão, pela mesa inferior) é perdido, reduzindo a capacidade de giro da mesma. Isso reforça o que foi dito na região de momento positivo: a contribuição da chapa é desprezível após 60 min.

Esse fenômeno pode ser justificado pelas seguintes razões: (i) o desprendimento total da chapa, (ii) a redução das propriedades mecânicas do aço em altas temperaturas (aumento da ductilidade) e (iii) alteração da posição da linha neutra na seção, tendendo a subir a medida em que a face inferior da laje é aquecida. É uma ação muito integrada, pois todos estes atores atuam simultaneamente, o que torna-se complexo hierarquizar a responsabilidade, cooperação e tempo de desencadeamento de cada processo e efeito. O desprendimento da chapa é função da temperatura, que por sua vez também provoca a redução das propriedades mecânicas do aço, e conseqüentemente desloca a posição da linha neutra. Estima-se que esta sequência seja a mais provável.

Em relação aos valores obtidos a temperatura ambiente, a mesa inferior da chapa junto ao apoio intermediário apresentou uma plastificação sob uma força última da ordem de 50% menor aos 45 min. Logo, na perspectiva da continuidade estrutural, entende-se

que a mesa inferior, estando despreendida da seção de concreto e submetida a esforços de compressão, tende a apresentar instabilidade local. Isso faz com que sua plastificação ocorra precocemente frente aos demais pontos da chapa ao longo da laje.

Nas lajes com armaduras negativas, a linha neutra da seção tende a se aproximar da sua superfície superior, reduzindo as tensões atuantes (sob a mesma força aplicada) na região comprimida da seção, que é a inferior. Essa maior distribuição de esforços faz com que a mesa inferior da chapa seja submetida a esforços sutilmente menores frente aos valores da laje sem armaduras (Figura 173).

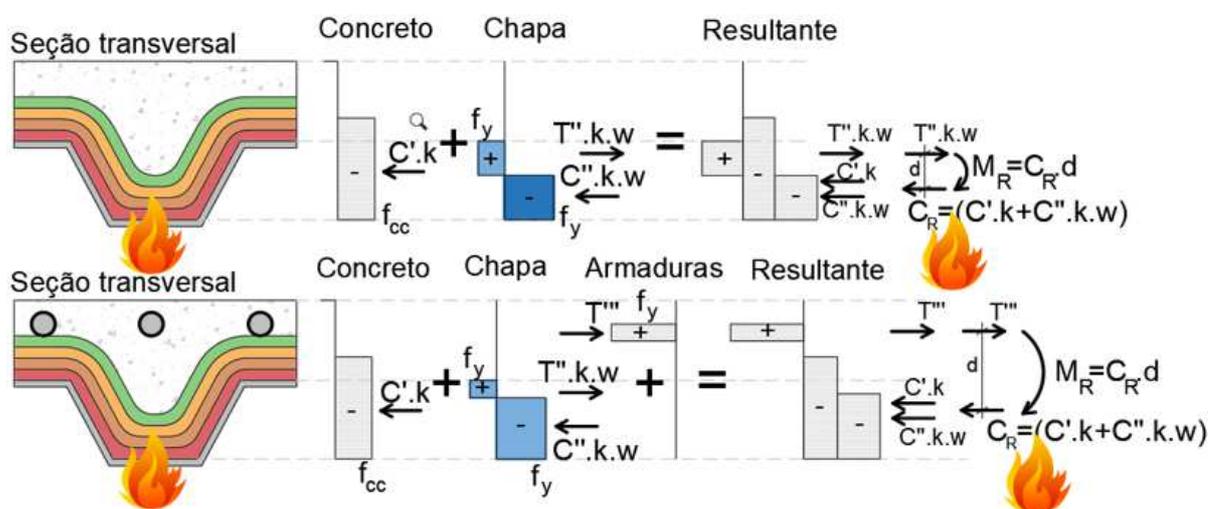


Figura 173 – Laje sem e com barras negativas: esforços na chapa

Pela perspectiva da chapa, o uso de ambas as armaduras (AP e AN), mostrou os melhores resultados. O aumento das forças última aplicadas na superfície da laje capaz de plastificar a chapa na região do apoio foi notável, sobretudo para diâmetros superiores a 8,0 mm, ultrapassando 40 % em alguns casos. Entende-se que o emprego de ambas as armaduras faz com que haja a maior distribuição dos esforços na seção, reduzindo a solicitação atuante na chapa, além do gripo relativo da seção. A capacidade de absorção das tensões de cisalhamento longitudinais propiciada pelas AP é outro fator que contribui na redução dos esforços atuantes na chapa.

b) Análise das armaduras positivas (AP)

As AP passantes na região do apoio intermediário mostraram a capacidade de aumentar a continuidade estrutural da laje nos tempos de 30 e 45 min, justificados pelo endurecimento do aço (efeito *hardening*) notado entre os 100 e os 400 °C. Isto provoca o aumento as forças internas de compressão que atuam no equilíbrio dos esforços na

seção transversal (Figura 174) até 45 min. Após esse tempo, estando comprimidas, os parâmetros mecânicos são degradados mais severamente do que as barras tracionadas da região de momento positivo máximo. As AP pouco contribuem à continuidade após 60 min. Aos 90 min, a sua contribuição pode ser desprezada.

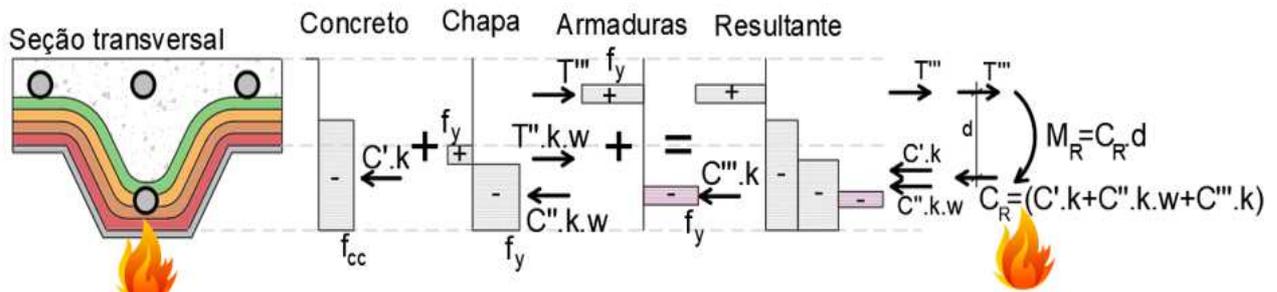


Figura 174 – Barras positivas e a continuidade ao incêndio (apoio intermediário)

c) Análise das armaduras negativas (AN)

Nas lajes com AN, a continuidade é dada pelo equilíbrio do concreto comprimido abaixo da linha neutra com as AN tracionadas. Elas praticamente não são afetadas pelas altas temperaturas, o que nos sugere maior efetividade das mesmas ao incêndio. Porém, o concreto situado abaixo da linha neutra sofre com a degradação das suas propriedades mecânicas pelas temperaturas, fazendo com que essa parcela se torne o ponto frágil da laje, plastificando e induzindo a perda da continuidade estrutural (Figura 175). Até os 90 min nota-se algum grau de efetividade do concreto no equilíbrio desses esforços.

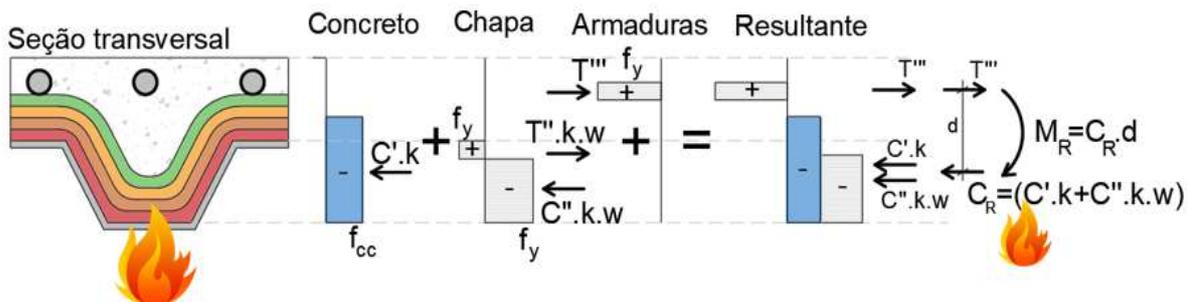


Figura 175 – Esforços concreto comprimido (apoio intermediário)

Aumentar o diâmetro das AN produziu resposta inversa da esperada: prejudicou o comportamento da laje ao incêndio. Isso está atrelado ao comprimento de ancoragem das AN, já referido. O aumento do diâmetro, apesar de beneficiar a região de momentos negativos, tendeu a subir a posição da linha neutra na região do momento positivo (meio do vão), diminuindo a área do concreto comprimido na flexão, mitigando a capacidade de suporte da laje. O momento resistente positivo das lajes sem AN, para tempos maiores ou iguais a 60 min, foi superior ao das lajes com AN.

d) Análise do concreto

Junto ao apoio, as AP promoveram sutil aumento da força última aplicada na laje para que ocorra plastificação por compressão do concreto abaixo da linha neutra, (ver a Figura 175). As AP incorporam uma parcela resistente a compressão, diminuindo o giro da seção e formando um momento resistente negativo, desde que combinada com AN.

As AN aumentam a continuidade estrutural da laje. A justificativa é fundamentada no equilíbrio dos esforços internos e posicionamento da linha neutra. Logo, aumenta-se a área da parcela comprimida da seção e as forças internas resistentes de compressão do concreto. Há um aumento da participação do concreto na sua melhor propriedade mecânica: a compressão. As AN incorporam uma força interna resistente a tração que não existia nas anteriores. Isso foi notado sobretudo nos tempos iniciais, até 60 min. Esse é o tempo em que a parcela da chapa é anulada e o concreto é afetado pela ação das altas temperaturas.

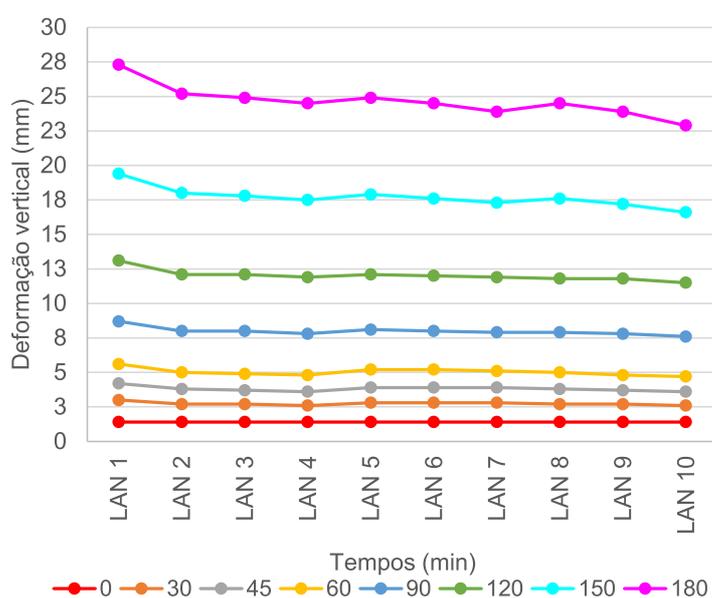
O uso de ambas (AN e AP) mostrou-se mais efetivo na capacidade de mobilização do concreto comprimido abaixo da linha neutra. Porém, isso foi percebido somente nos instantes iniciais, até 60 min. A medida em que as temperaturas sobem, as armaduras – sobretudo as positivas – perdem as propriedades mecânicas, tornando o binário menos efetivo. Após 60 min, há tendência da região de momento negativo ser equilibrada entre AN e o concreto comprimido abaixo da linha neutra (Figura 174), mesmo havendo AP.

4.7.2.1.3 Deformações verticais (flechas)

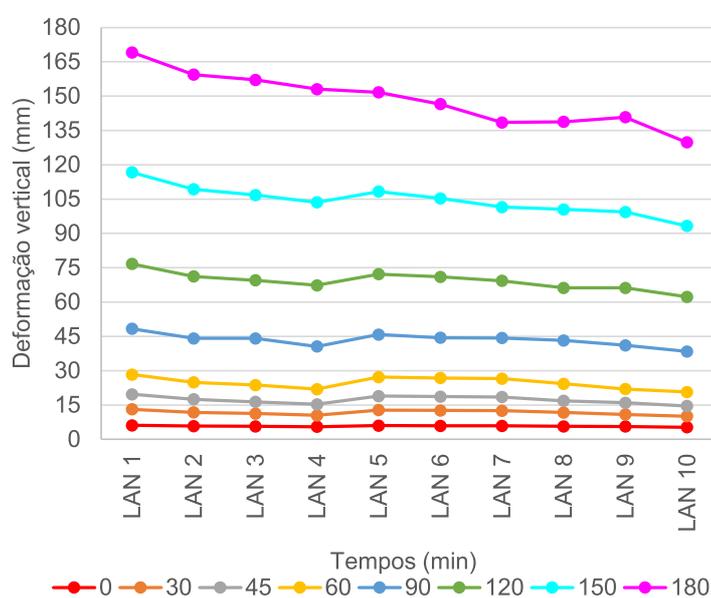
A Figura 176a mostrou que, para forças pequenas aplicadas (25 kN, que produz carregamento de aproximadamente 19,2 kN/m²), as deformações verticais tendem a ser igual entre lajes. Isso evidencia a alta capacidade de carga das lajes mistas. Diferenças sutis foram notadas até 150 min de exposição. Aos 180 min, em função do aquecimento dos materiais que compõem a laje, percebe-se a redução das deformações verticais com o uso de AP e/ou AN. As maiores deformações ocorreram nas lajes sem armaduras.

Duplicando o carregamento, a Figura 176b mostrou que por volta dos 60 min inicia a influência do uso de armaduras nas deformações verticais. As AP se mostraram mais eficientes enquanto foram efetivas, por volta dos 120 min, como mostra a LAN 2 a 4. A medida em que estas barras são afetadas pelas temperaturas, as lajes com somente AN (LAN 5 a 7) passaram a mostrar melhores resultados, como visto aos 150 e 180 min.

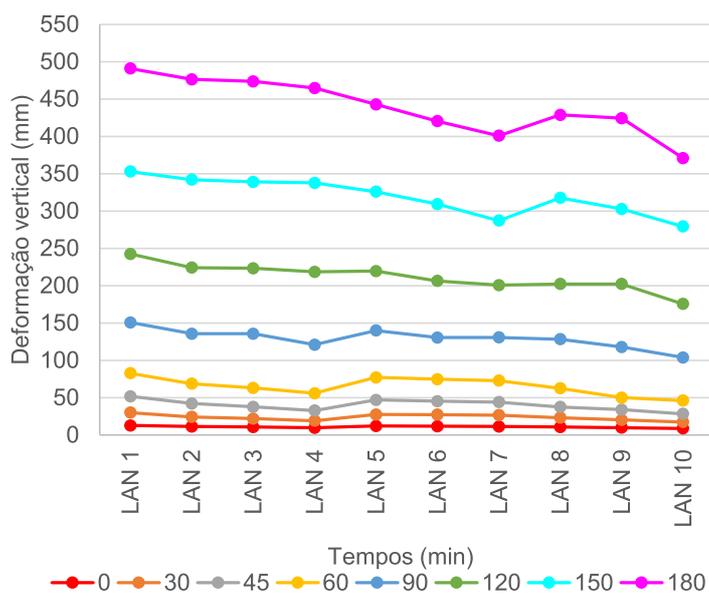
Passando a força para 75 kN, a diferença entre leituras foi notada já nos instantes iniciais, por volta de 60 min, conforme Figura 176c. Ainda com algum grau de efetividade das AP, as lajes LAN 2 a LAN4 mostraram deformações menores em relação as LAN 5 a LAN 7, que possuem AN. Isso foi notado até 90 min. A partir dos 120 min, as lajes com AN passam a ter menores deformações, sendo tanto menores quanto maior o diâmetro. Isso faz com que o uso de ambas as armaduras, como na LAN 8 a LAN 10, tivessem comportamentos semelhantes em relação as lajes com somente AN. As AP deixam de ter efetividade. Com 100 kN, a Figura 176d mostra conclusões análogas às anteriores.



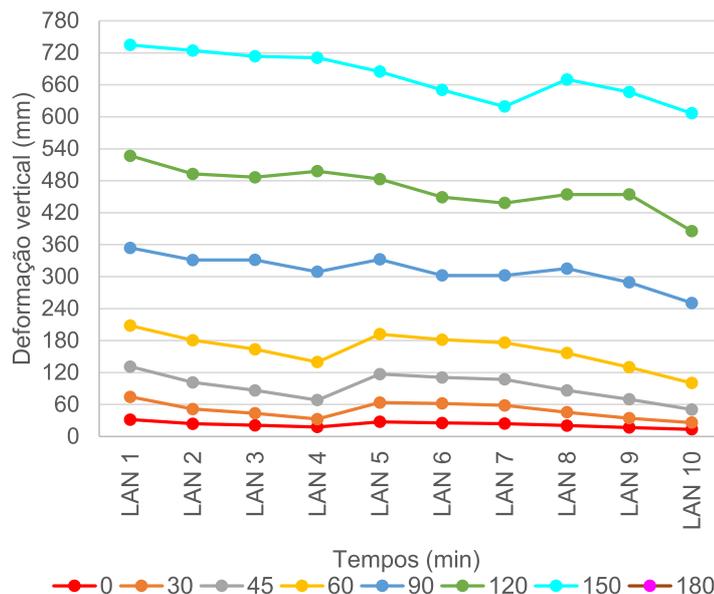
(a) Força aplicada de 25 kN



(b) Força aplicada de 50 kN



(c) Força aplicada de 75 kN



(d) Força aplicada de 100 kN

Figura 176 – Deformações verticais para diferentes instantes da ISO 834

A Tabela 34 mostrada no Anexo E complementa a Figura 176.

Como conclusão geral, se percebeu que as AP são eficientes até por volta de 60 min. Após esse tempo, a partir de 90 min, a ação das temperaturas compromete as suas propriedades mecânicas, fazendo com que as lajes apenas com AN sejam mais efetivas. Após 150 min, percebeu-se a tendência de lajes apenas com AN e com AP e AN mostrem comportamentos semelhantes, devido ao comprometimento das AP pela ação das altas temperaturas. Inclusive as lajes apenas com AP mostram comportamento semelhante às lajes sem armaduras.

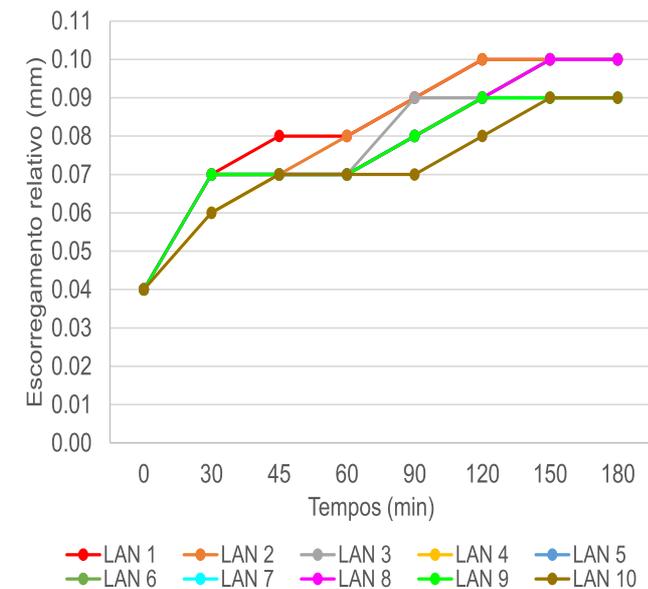
Um apontamento importante deve ser feito: apesar de as lajes com AN mostrarem deformações verticais menores do que as lajes com AP em determinado carregamento, o seu comportamento mecânico não necessariamente foi superior. Nas lajes apenas com AN, a plastificação da região de momento positivo ocorreu antes das lajes com AP. Logo, apesar das maiores deformações verticais, o carregamento último das lajes com AP foi maior em relação as lajes com AN.

4.7.2.1.4 Escorregamento relativo chapa-concreto

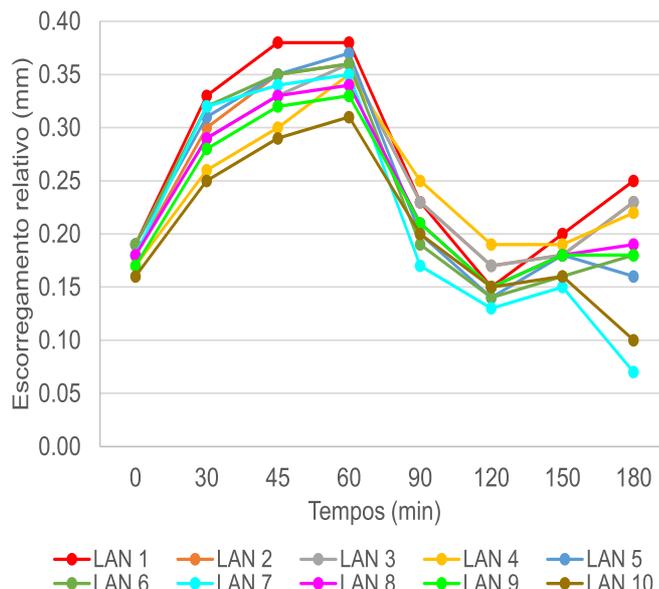
Na Figura 177 está mostrado os valores de escorregamento relativo entre a chapa e o concreto para diferentes forças aplicadas e tempos da ISO 834, preservando o critério das análises anteriores. A Figura 177 é complementada pela Tabela 37 do Anexo E.

A Figura 177a mostra que, para carregamentos aplicados que são baixos frente a capacidade última de carga da laje, o escorregamento relativo é semelhante, havendo convergência entre lajes. Aumentando a força aplicada para 50 kN, a Figura 177b mostra que lajes somente com AN tendem a ter escorregamentos menores ou semelhantes às lajes com AP, sobretudo após 60 min, instante no qual as AP começam a ser afetadas pelas temperaturas. O fato converge com os resultados de deformações verticais. Logo, as menores deformações verticais produzidas nas lajes apenas com AN (para tempos de exposição ao fogo elevados, conforme Figura 176) remetem à uma menor tendência de escorregamento relativo entre a chapa e o concreto.

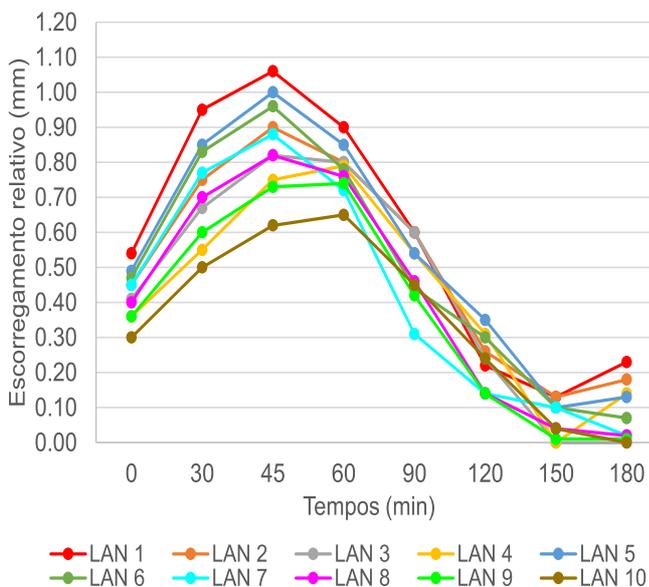
Trata-se de um comportamento semelhante ao que se percebeu na Figura 177b e c. A Figura 177d mostrou resultados discrepantes, pois para esse carregamento há o escorregamento relativo excessivo entre o concreto e a chapa, o que acaba causando uma incompatibilidade numérica.



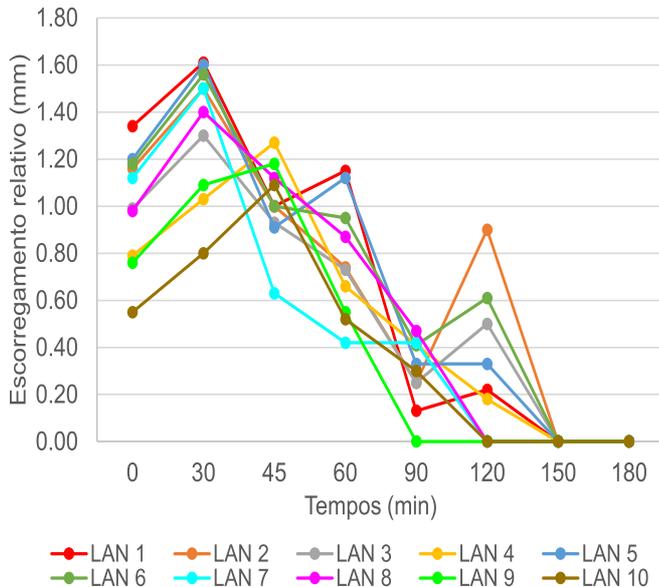
(a) Força aplicada de 25 kN



(b) Força aplicada de 50 kN



(c) Força aplicada de 75 kN



(d) Força aplicada de 100 kN

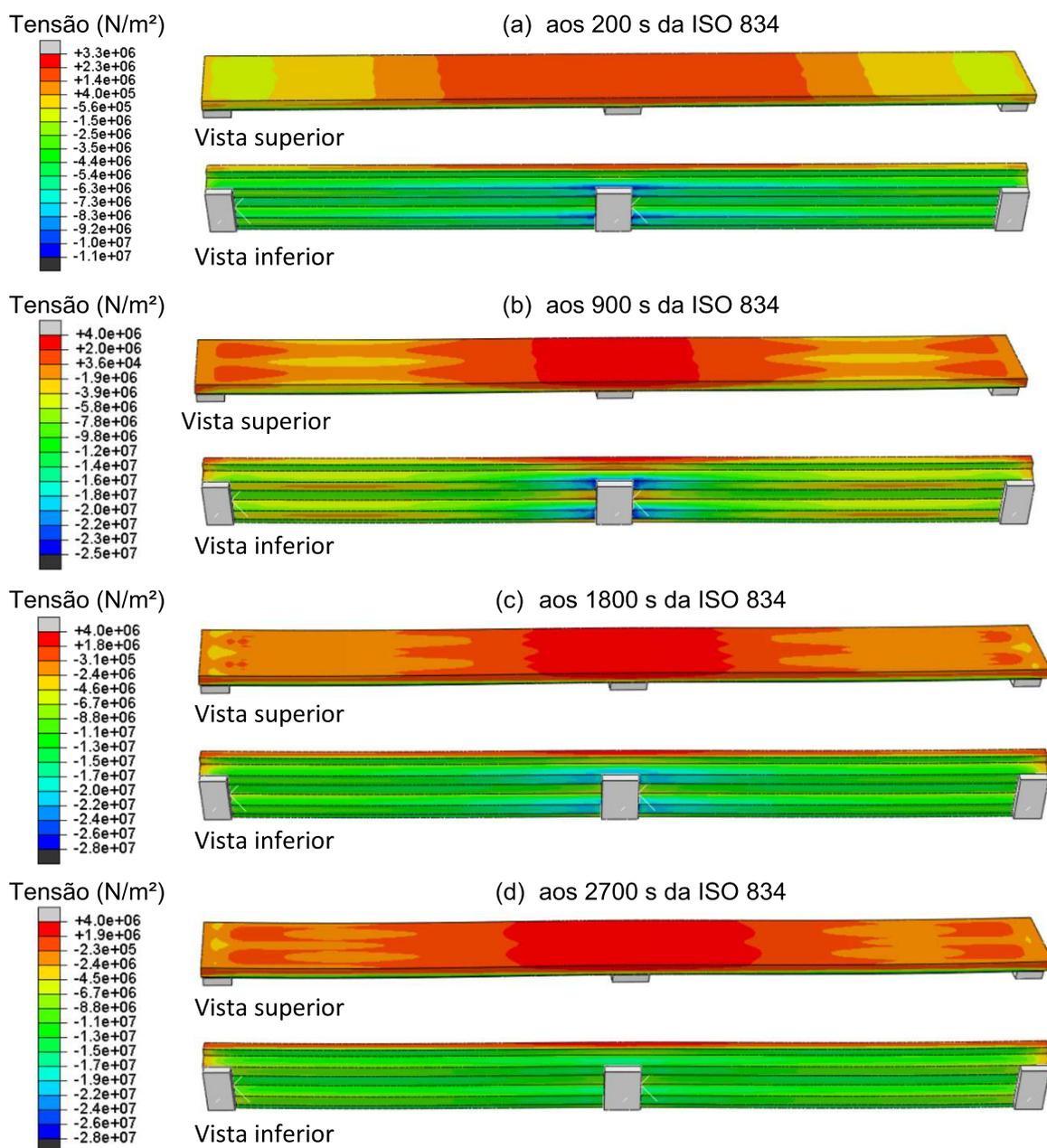
Figura 177 – Escorregamento relativo para diferentes instantes da ISO 834

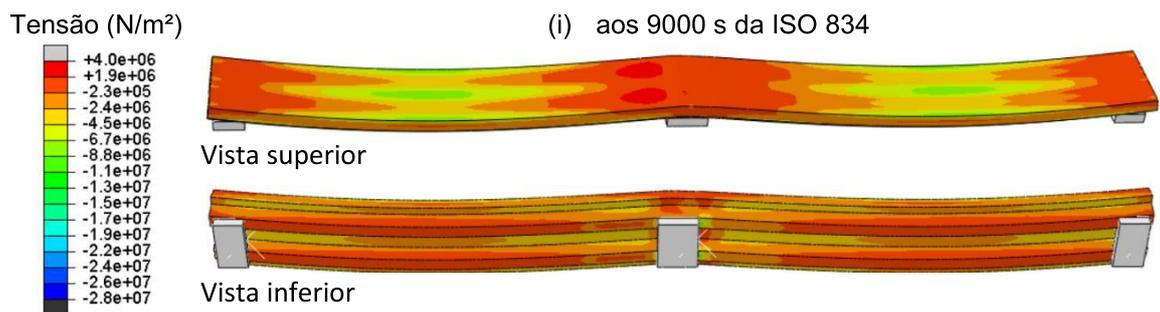
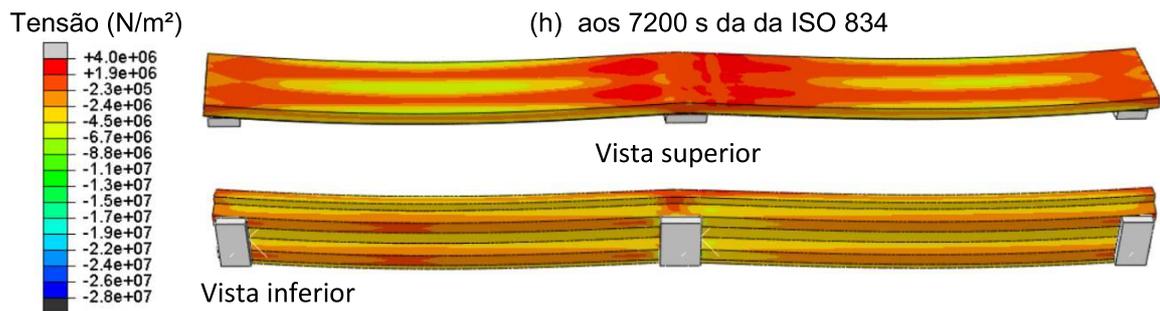
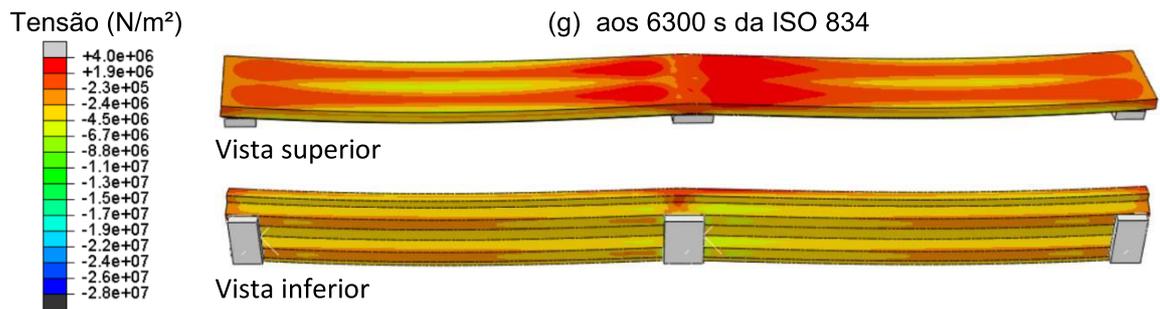
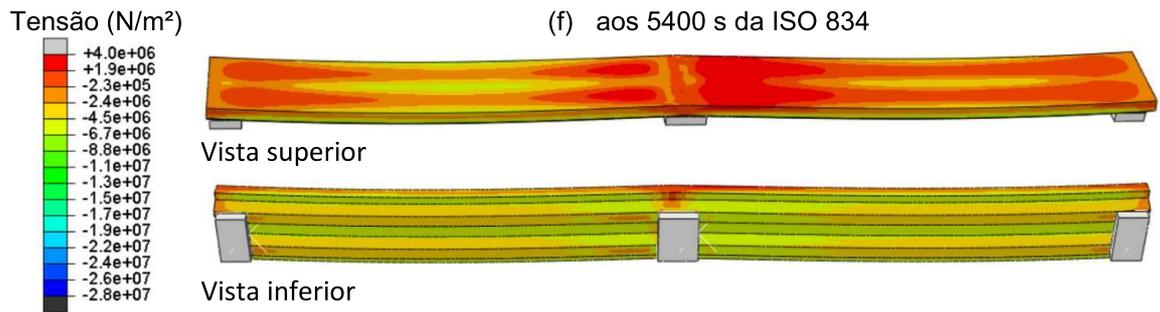
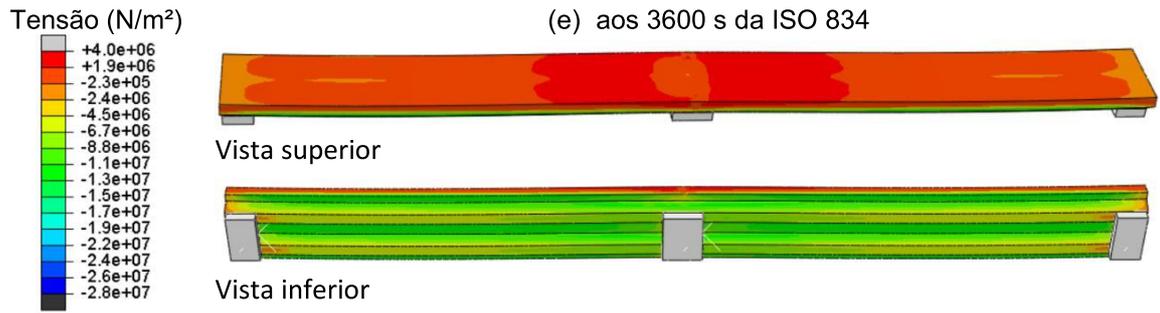
4.7.2.2 Critério C2: carregamento constante e temperatura variável no tempo

Os esforços oriundos da dilatação térmica da laje foram compreendidos por meio do critério C2 de análise. Para tanto, foram admitidos os pontos de leitura da Figura 140. Os resultados estão mostrados na sequência, sendo separados conforme a condição de projeto da laje: somente armaduras positivas (AP), negativas (AN) ou com ambas (AP e AN). Inicialmente está mostrado um resumo que demonstra de modo visual a distribuição das tensões na laje.

4.7.2.2.1 Resumo da distribuição de tensões na laje

Na Figura 178 está mostrado o resumo da distribuição de tensões em toda a laje para diferentes tempos de exposição à curva ISO 834. Trata-se de uma laje com carga uniforme e constante de 4 kN/m^2 aplicada na superfície. Nessa apresentação, retirou-se a chapa para melhor compreender os esforços atuantes na parcela de concreto.





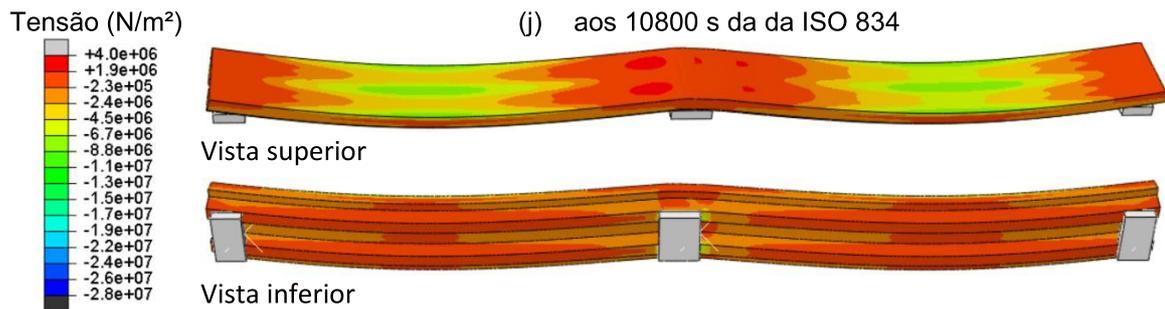


Figura 178 –Tensões na LAN3 ao longo da exposição ao incêndio padrão

Nota-se que a superfície da laje adjacente ao apoio intermediário mostra tensões de tração da ordem de 2 a 4 MPa desde os primeiros minutos (Figura 178a), ou seja, são tensões que superam a resistência à tração do concreto. Logo, o material plastifica nessa região, gerando fissuras (inclusive percebidas experimentalmente conforme mostrado na Figura 76b e Figura 77). Tratam-se de fissuras provenientes da dilatação térmica, i.e., do efeito *thermal bowing*, visto que nesse instante é impossível de se ter uma distribuição de temperaturas que produza a degradação mecânica dos materiais.

Com a plastificação do concreto adjacente ao apoio intermediário há a perda da continuidade e aumento repentino dos esforços na região de momento positivo (no meio do vão). Na região do apoio, portanto, as tensões são aliviadas (Figura 178b) frente ao caso anterior (Figura 178a), aumentando nos tempos subsequentes (Figura 178c) devido a incidência das dilatações térmicas do *thermal bowing*. Os resultados experimentais já indicaram fissuras nessa região logo após as fissuras adjacentes ao apoio (Figura 76c).

Na superfície superior do concreto da metade do vão (ver Seção 1 da Figura 140), notam-se tensões de tração até por volta de 60 min, conforme Figura 178d e Figura 178e. Trata-se do instante em que o comportamento de membrana inicia a sua desmobilização e o arqueamento oriundo do *thermal bowing* começa reduzir. No meio do vão (Seção 1), as tensões de tração da face superior são convertidas para compressão (Figura 178f), indicando que a flexão positiva – provocada pelo carregamento vertical aplicado na laje – começa a ocorrer por volta de 90 min. Nos tempos seguintes, as tensões de compressão da face superior e de tração da inferior aumentam (ver a Figura 178g, h, i, j), mostrando que AP são necessárias para que não ocorra colapso brusco. Porém, neste tempo, elas já estão mecanicamente degradadas. Estando a chapa desprendida da seção e as AP mecanicamente degradadas, o colapso é iminente.

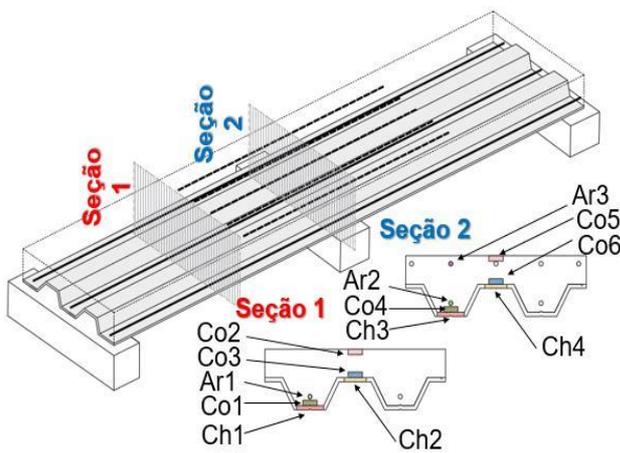
A faixa de tempo de 60 a 90 min separa dois fenômenos. Antes dele, entende-se que as tensões desenvolvidas são oriundas da dilatação térmica. Após, acredita-se que

as tensões produzidas na laje são oriundas do carregamento aplicado combinado com a degradação mecânica dos materiais que constituem a laje.

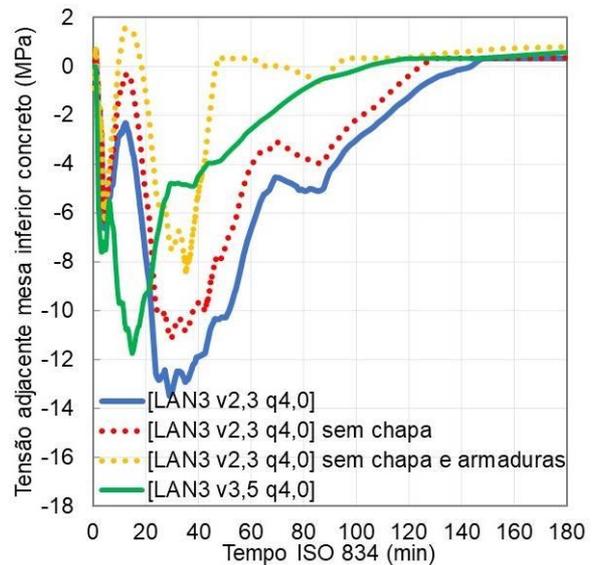
Durante a análise numérica, leituras foram feitas na laje junto aos pontos listados na Figura 140. O histórico dessas medições é apresentado na sequência.

- Resumo das tensões nas lajes somente com armaduras positivas (AP)

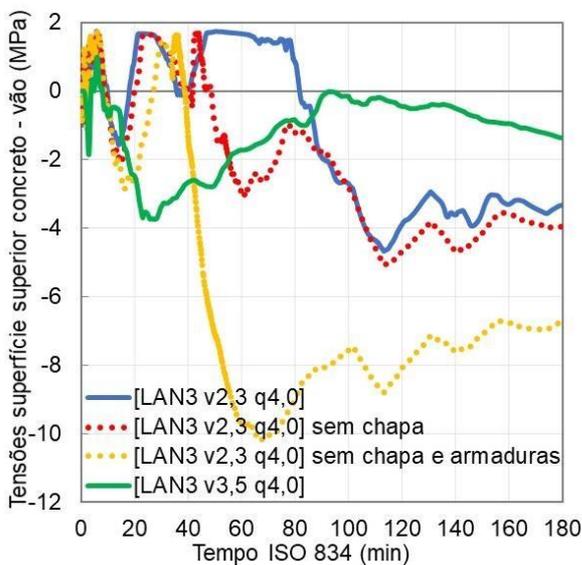
O histórico das tensões de natureza térmica desenvolvidas na [LAN3 v2,3 q4,0] e [LAN3 v3,5q4,0] estão mostrados na Figura 179. Os pontos de leitura foram: Co.1, Co.2, Co.4, Co.5, Co.6, Ar.1, Ar.2 e Ch.1 (ver a referência da Figura 140). Foram também feitos testes na [LAN3 v2,3 q4,0] admitindo-a (a) sem chapa e (b) sem chapa e armaduras, para compreender essa influência desses elementos nos resultados.



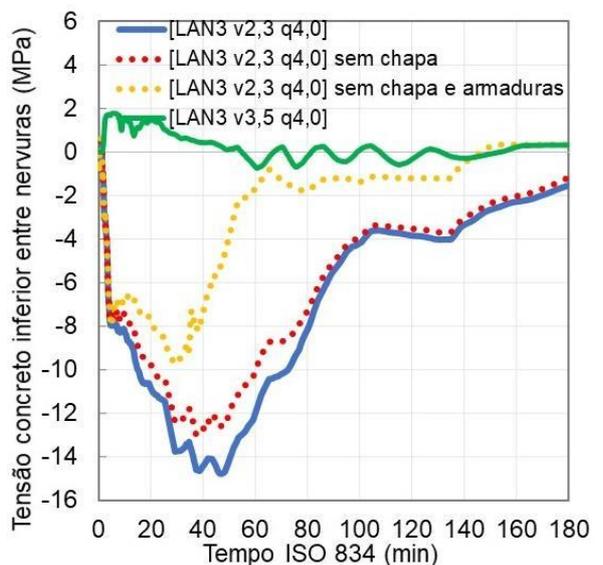
Referência para leituras



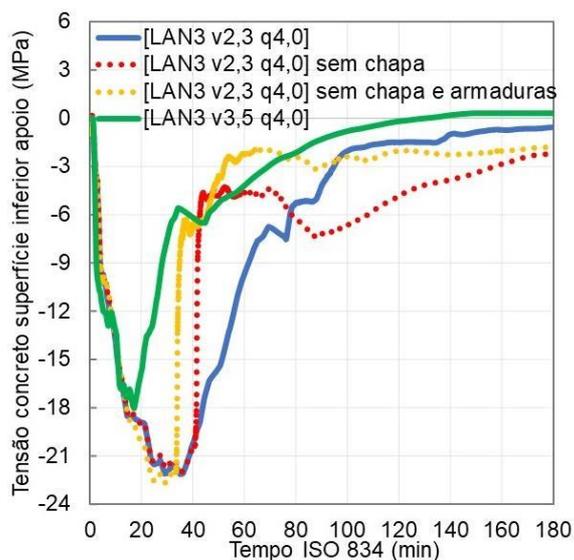
(a) Co.1



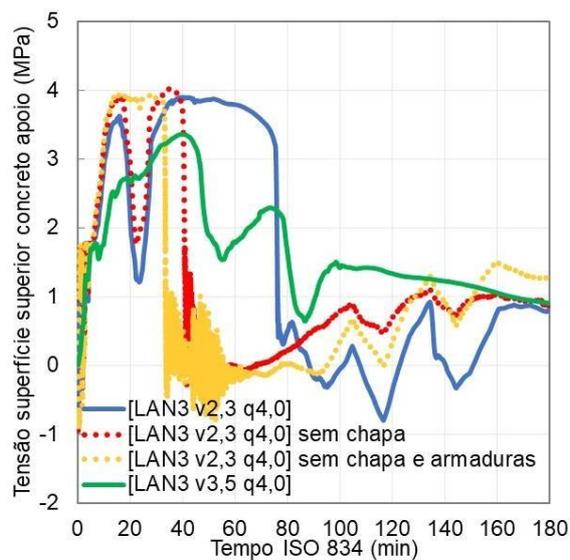
(b) Co.2



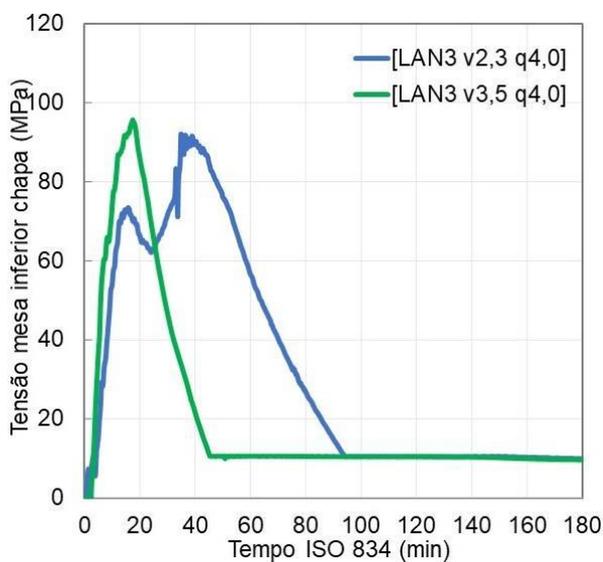
(c) Co.3



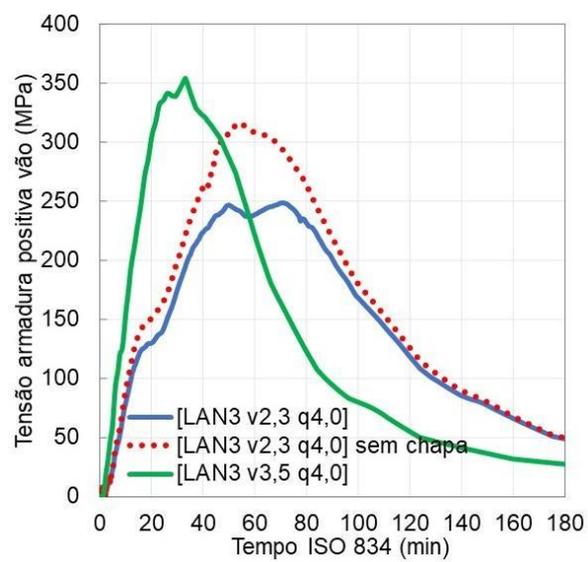
(d) Co.4



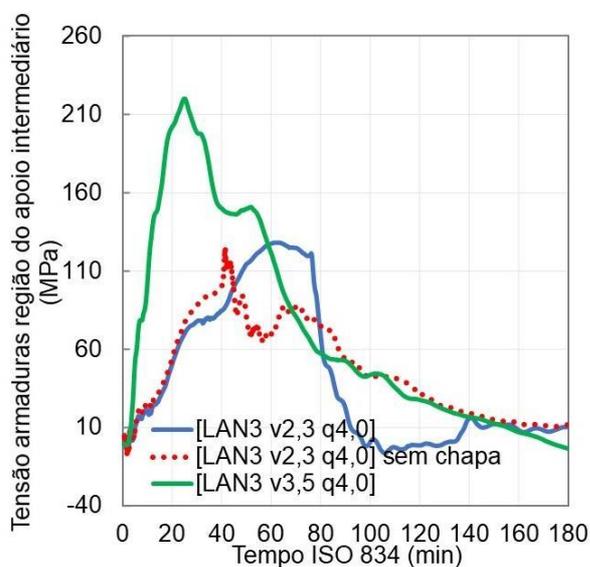
(e) Co.5



(f) Ch1



(g) Ar.1



(h) Ar.2

Figura 179 – Tensões na [LAN 3 v2,3 q4,0]

De um modo geral, a magnitude das tensões produzidas na laje variam ao longo da análise, mesmo com o carregamento aplicado sendo constante. Entende-se que estas tensões são consequência das temperaturas. A Figura 179 mostra que há perturbações já nos primeiros minutos de análise, semelhante ao que foi obtido por Piloto *et al.* (2020) e comprovado experimentalmente nesta tese (ver Figura 76 e Figura 77 dos resultados experimentais, e Figura 178a do numérico). Os resultados do Co.2 são semelhantes ao obtido no estudo de Gernay e Khorasani (2020) que analisou as tensões desenvolvidas pelo mecanismo de membrana. Piloto *et al.* (2020) justificam essas tensões iniciais pelo “elevado gradiente térmico produzido na seção transversal da laje”. Nadjaj *et al.* (2011) citam que as tensões desenvolvidas nos instantes iniciais provém do *thermal bowing*, e em tempos avançados de exposição às altas temperaturas, são oriundos da deterioração mecânica dos materiais que a constituem.

Conforme já notado por Gernay e Khorasani (2020) e comprovado na Figura 179, as tensões originadas pelo *thermal bowing* e que subsidiam a mobilização de membrana da laje ocorrem desde os 10 min iniciais. Nota-se que há uma inversão de esforços, como nota-se no Co.2, por exemplo, onde em condições normais (temperatura ambiente) atua esforços de compressão. A dilatação térmica produzida na laje nos instantes iniciais são capazes de produzir uma inversão de esforços, fazendo com que o ponto Co.2 passe a ser tracionado. Esta é uma justificativa típica, segundo argumento de Gernay e Khorasani (2020), que o mecanismo de membrana está a se mobilizar na laje.

Na laje com 2,3 m de vão nota-se que as fissuras no ponto Co.5 (Figura 179e) e Co.2 (Figura 179b), isto é, na superfície adjacente ao apoio intermediário e no meio do vão, respectivamente, são as primeiras a ocorrer. As perturbações nas leituras indicam tais fissuras. A magnitude das tensões produzidas é de tal ordem que elas ultrapassam a capacidade resistente do concreto à tração, provocando fissuras já nos minutos iniciais.

Nos primeiros 10 min a temperatura de exposição das lajes foi da ordem de 680°C e aos 20 min em torno de 800°C. Por outro lado, a distribuição de temperaturas na seção ainda é ínfimo nesses instantes (ver Figura 164 a Figura 163). Até os 20 min iniciais, as temperaturas no concreto e armaduras não superaram 250°C. Logo, entende-se que a deterioração mecânica dos materiais não justificam as tensões e fissuras dos minutos iniciais. As temperaturas desenvolvidas na seção são suficientes para produzir dilatações térmicas que geram o efeito *thermal bowing*, induzindo, portanto, tensões na laje e justificando o comportamento de membrana.

O período de tempo no qual o *thermal bowing* perdura pode ser estimado pelo instante em que tensões de tração (Figura 179a) e compressão (Figura 179b) ocorrem, respectivamente, na superfície superior e inferior do concreto na região do vão central. Entende-se que as tensões originadas por este mecanismo superam os esforços produzidos pelo carregamento da laje, pois produzem tensões de tração onde, caso ele não atuasse, seriam de compressão. Para isto ocorrer, os esforços do *thermal bowing* devem superar os provocados pelo carregamento. Em síntese: o efeito *thermal bowing* e o carregamento da laje desenvolvem esforços que são opostos entre si. As leituras do Co.1 (Figura 179a) e 2 (Figura 179b) mostram que o comportamento de membrana no vão de 2,3 m perdura por mais tempo frente ao vão de 3,5 m, devido ao maior momento solicitante gerado nessa última, superando, portanto, o momento originado pela dilatação térmica (*thermal bowing*), que é contrário.

Analisando a distribuição de tensões na parcela de concreto (Figura 179a, b, c, d, e), nota-se que os esforços iniciais produzidos na laje são atreladas ao aquecimento e dilatação da própria parcela de concreto. Essa afirmação se baseia nas leituras obtidas na remoção da chapa e armaduras. A influência de ambos no desempenho da laje não influenciou as tensões desenvolvidas nos instantes iniciais. Na análise da Figura 179b e e, a remoção da armadura e chapa fez a laje falhar por volta dos 40 min. Entende-se ser este o instante no qual os esforços originados pelo *thermal bowing* começam a reduzir e a laje inicia uma flexão positiva, exigindo armaduras para que os esforços provocados pelo carregamento sejam absorvidos. Estima-se que por volta de 40 min os esforços oriundos da dilatação térmica sejam convertidos em esforços gerados pela degradação mecânica, conforme já citado por Nadjaj *et al.* (2011). Estes autores enalteceram que as primeiras fissuras no concreto não poderiam provir de degradações mecânicas. A única justificativa seria, de fato, os efeitos termo-físicos incidentes nos instantes iniciais, o que se constatou nesta tese.

Nesse sentido, a Figura 179a e Figura 179b mostram a influência das armaduras positivas no tempo em que o *thermal bowing*, e portanto o comportamento de membrana, se manifesta. O mecanismo foi interrompido em torno de 40 min antes na laje em que as barras positivas não existiam.

Tanto no vão de 2,3 m quanto de 3,5 m a chapa se desprende da laje antes dos 20 min (Figura 179f). Esse fato foi também percebido experimentalmente (ver a Figura 81) e, inclusive, influencia a distribuição de temperaturas na seção da laje (Figura 151 a Figura 153). Essas leituras numéricas ratificam o que já foi enaltecido anteriormente: o

comportamento misto não ocorre em altas temperaturas. O desprendimento da chapa provocou perturbações nas leituras dos pontos Co.1, 4 e 5 (Figura 179a, c, d). Na laje com 2,3 m de vão, após o desprendimento, um atrito residual proporcionou algum grau de interação entre a chapa e o concreto, mas de forma não linear, conforme leituras de 20 a 40 min (Figura 179f). O mesmo não foi percebido na laje com vão de 3,5 m, que teve um desprendimento brusco. Importante destacar que nas lajes de maior vão há um aumento da tensão de cisalhamento longitudinal na interface chapa-concreto. Esse fato também contribui no instante do desprendimento da chapa na laje de maior vão.

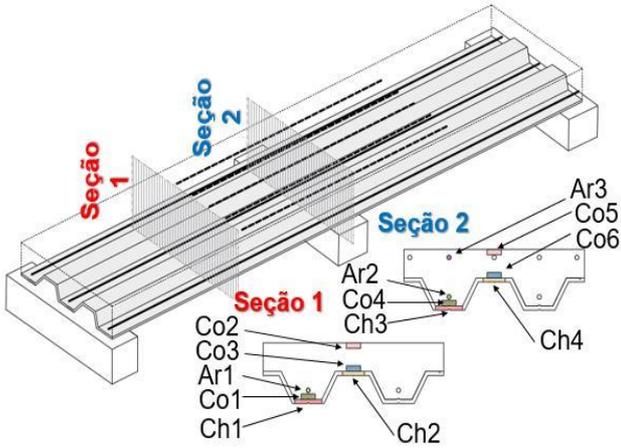
Na [LAN3 v2,3 q4,0], a armadura positiva (ponto Ar.1 da Figura 179g) plastificou antes dos 80 min, ao passo que o concreto da superfície superior (ponto Co.2 da Figura 179b) exatamente aos 80 min. Logo, o gatilho para a falha da região de momento positivo foram as armaduras positivas.

Junto ao apoio, a plastificação das armaduras positivas passantes (ponto Ar.2 da Figura 179h) e do concreto da superfície (ponto Co.5 da Figura 179e) plastificaram após o Ar.1, mas antes do Co.2. A plastificação do Ar.2 (Figura 179g) provocou falha da laje na região do apoio intermediário para, somente então, ocorrer a plastificação do concreto na região do vão (Co.2). Portanto, a falha da laje ocorreu na região de momento positivo, porém induzida pela perda da continuidade provocada pela plastificação do concreto que está adjacente a mesa inferior da chapa perfilada.

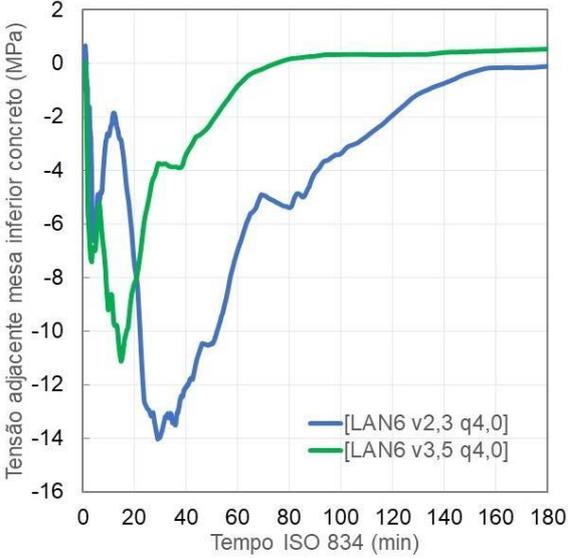
A sequência da falha da laje fica nítida: há perda total da continuidade estrutural por volta dos 60 min para ter-se falência do momento resistente positivo após 80 min. O aumento do vão diminui esse tempo. A continuidade estrutural da laje é afetada desde os instantes iniciais de exposição. O uso de armadura positiva e/ou da chapa não alterou esta percepção. Ambas parecem ter maior vínculo com o tempo no qual a continuidade e, sobretudo, o *thermal bowing* são preservados. A maior parcela da laje é composta por concreto e, portanto, sua dilatação térmica governa as tensões originadas nos instantes iniciais. Nas lajes com 2,3 m de vão, estima-se que a falência da laje ocorreu por volta dos 80 min, pela plastificação das armaduras positivas (Figura 179g). Já nas lajes com 3,5 m, por volta dos 20 min, pelo mesmo motivo.

- Resumo das tensões nas lajes somente com armaduras negativas (AN)

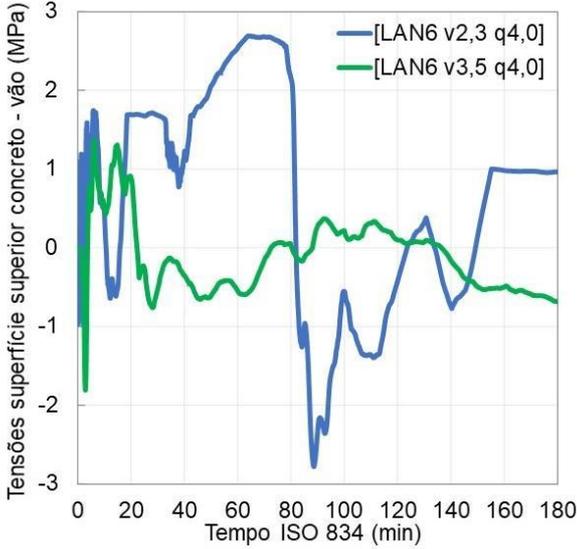
Uma análise equivalente ao que foi anteriormente elaborada para as lajes apenas com AN está mostrada na Figura 180. Foi considerada a [LAN6 v2,3 q4,0] e [LAN6 v3,5 q4,0] (ver Tabela 25), com os pontos de análise da Figura 140.



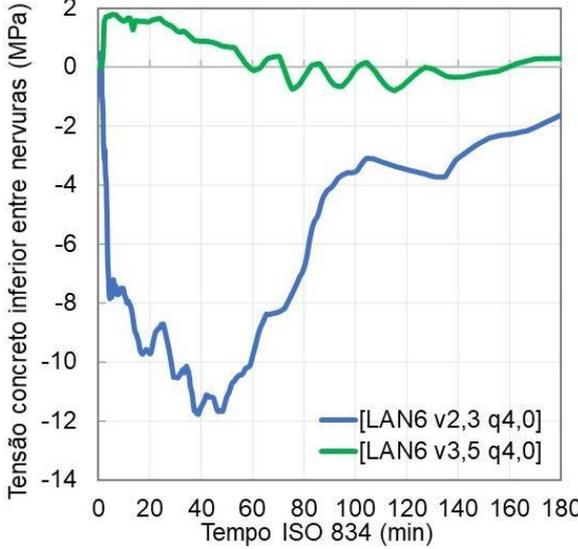
Referência para leituras



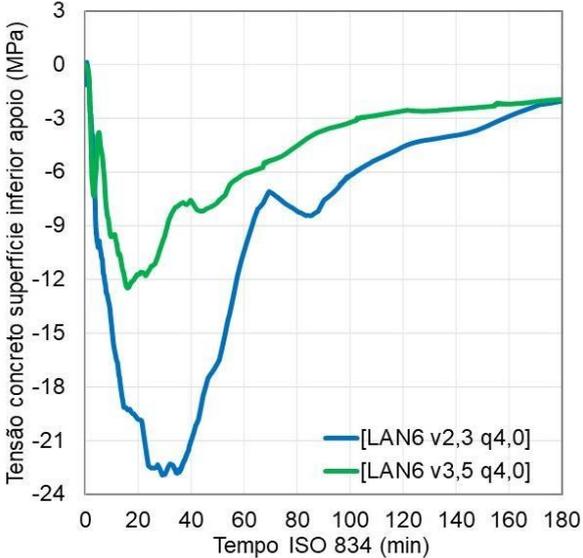
(a) Co.1



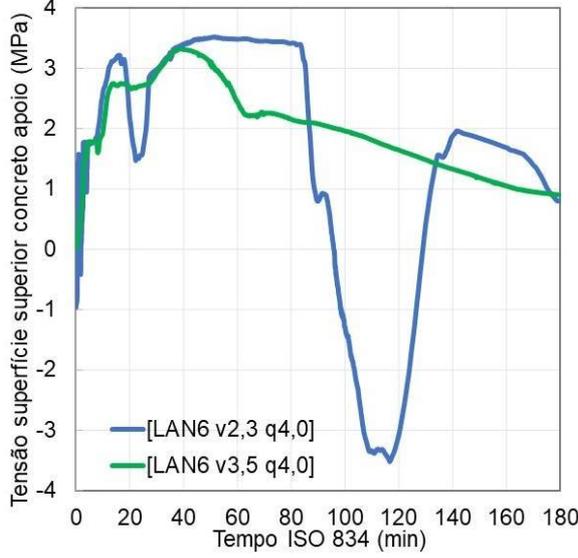
(b) Co.2



(c) Co.3



(d) Co.4



(e) Co.5

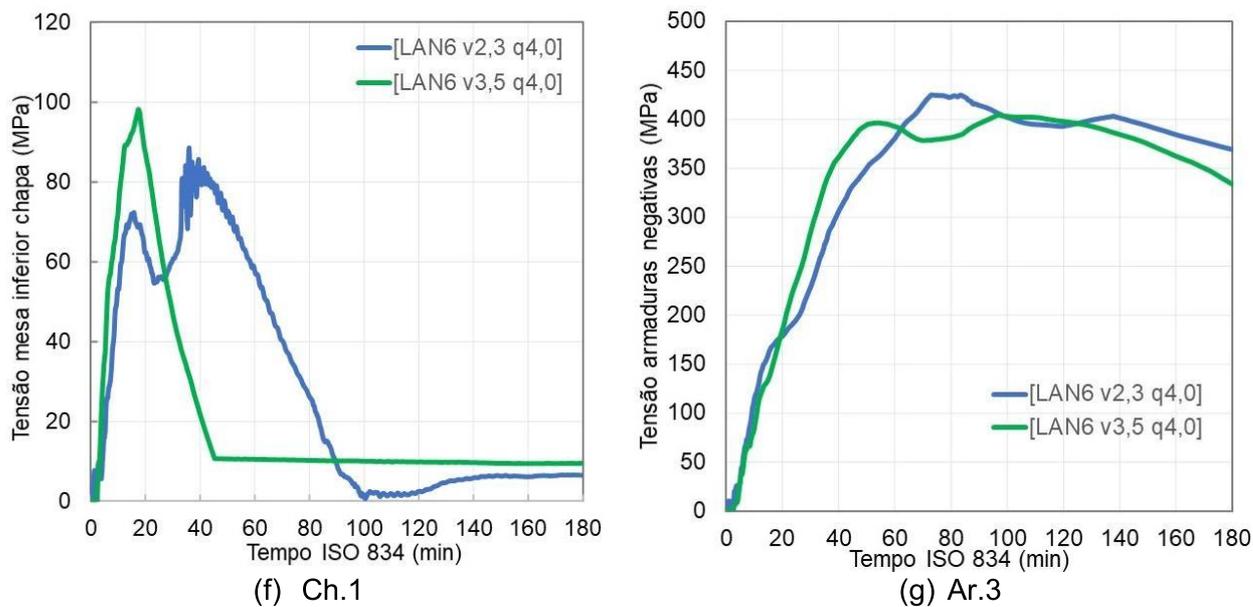


Figura 180 – Tensões na [LAN 6 v2,3 q4,0]

No C2 foram analisadas somente algumas lajes propostas no C1 (tomando como referência a Tabela 24), sendo elas: LAN3, 6 e 9, usando o diâmetro de 8,0 mm para as armaduras, bem como a laje sem armaduras suplementares, a LAN1. O diâmetro de 8,0 mm foi escolhido pois representa a bitola comercial compreendida entre 6,3 e 10 mm, testadas experimentalmente e adotadas na calibração paramétrica.. mostra que foram analisadas lajes sem carregamento aplicado, bem como com 4,0; 8,0 e 16,0 kN/m². Nas análises sem o carregamento aplicado, foi possível isolar o efeito das tensões térmicas produzidas na laje. O vão de 3,5 m, maior em relação aos anteriores, que são de 2,3 m, foi testado para compreender a influência desta variável nos resultados. As leituras foram realizadas nos mesmos pontos da Figura 140 do C1.

Na laje com 2,3 m de vão, a [LAN6 v2,3 q4,0], notou-se leituras semelhantes ao caso anterior, onde havia somente AP [LAN3 v2,3 q4,0]. Já na laje com 3,5 m de vão, o uso de AP ou AN trouxe diferenças, percebido na análise entre [LAN6 v3,5 q4,0] e [LAN3 v3,5 q4,0]. De modo geral, substituir as AP por AN não se mostrou interessante, pois comprometeu o momento resistente positivo, tornando-se o ponto frágil da laje. Nas lajes de 2,3 m de vão, a constatação não ficou tão evidente pois o comprimento de ancoragem das AN avançou à seção de momento positivo máximo, mitigando os esforços na região.

Na laje com vão de 2,3 m, a plastificação do ponto Co.5 (Figura 180e) ocorreu em um instante semelhante ao caso anterior (Figura 179a), i.e., antes dos 20 min, marcado por um pico das leituras representativo das primeiras fissuras no concreto. Os resultados de laboratório já confirmaram as fissuras da região. Já no caso da laje com 3,5 m de vão,

a plastificação do Co.5 ocorreu no mesmo instante da laje com vão de 2,3 m, reforçando que é a dilatação térmica – e não o carregamento aplicado na laje – que provoca estas fissuras preliminares. Em ambos os casos o concreto na região do apoio intermediário atuou fissurado desde o princípio. Portanto, a continuidade estrutural é comprometida mesmo com o uso de AN, independente do vão empregado.

Percebe-se a influência do vão quanto as tensões atuantes na chapa, bem como na integração desta com o concreto (Figura 180f). A laje com 3,5 m de vão apresentou o desprendimento total da chapa antes da laje com 2,3 m, como na LAN 3 (Figura 179f).

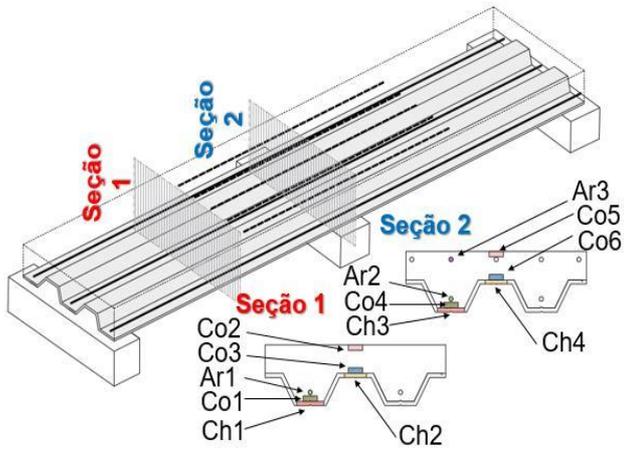
Nas lajes somente com AN, é importante enaltecer a consequência que a perda de efetividade da chapa (Figura 180f) proporciona ao sistema como um todo. Nota-se plastificação dos pontos e Co.1 (Figura 180a), Co.2 (Figura 180b) e Co.4 (Figura 180d) no instante em que a chapa perfilada deixa de ser efetiva, sobretudo no caso da laje de maior vão. O comprometimento da chapa em altas temperaturas faz com que o momento resistente positivo da laje fosse prejudicado. Estando a laje sem AP, forma-se uma laje de concreto não armado, cuja ruptura passa a ser frágil. Logo, com a falha da chapa, há a plastificação de toda a laje e, portanto, o colapso da estrutura. Na laje com 3,5 m de vão, isso foi notado por volta dos 20 min. Já na laje com 2,3 m de vão, o fenômeno não ficou tão evidente dado o comprimento de ancoragem das AN, já relatado anteriormente, que avança à região de momento positivo máximo e mitiga o cenário aqui descrito.

Importante perceber que a plastificação da chapa e das regiões de concreto onde os esforços são máximos (momento positivo e negativo) não necessariamente provoca a plastificação das AN (Figura 180g). Elas plastificam somente após a falência da laje. Logo, nas lajes em que AP não são adotadas, as AN são subaproveitadas. Isso ocorre devido a fragilização excessiva da região de momento positivo na retirada das AP.

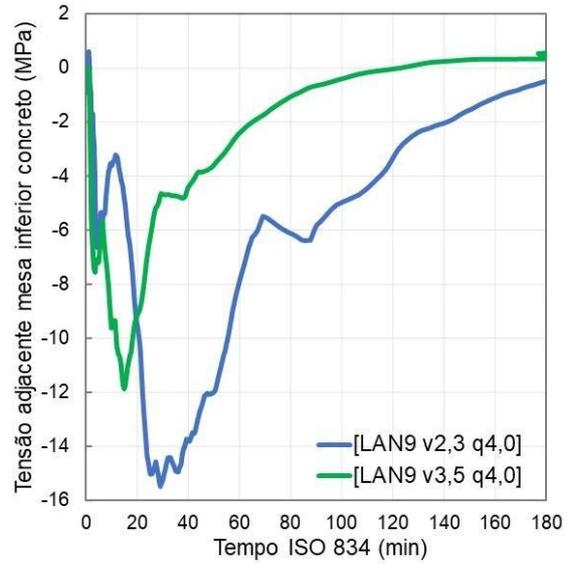
Comparando [LAN3 v2,3 q4,0] e [LAN3 v3,5 q4,0] com a [LAN6 v2,3 q4,0] e [LAN6 v3,5 q4,0], percebeu-se que a substituição de armaduras positivas por negativas não se mostrou oportuno. Na LAN6, mesmo a laje já possuindo AP incorporada (que é a própria chapa perfilada empregada) e com AN mais protegidas termicamente frente as demais, encontrou-se com o uso de AP melhor *performance* da laje mista ao incêndio e a situação mais segura. As lajes que possuíam somente AN motraram a tendência de ruptura frágil.

- Resumo tensões nas lajes com ambas armaduras - positivas e negativas (AP e AN)

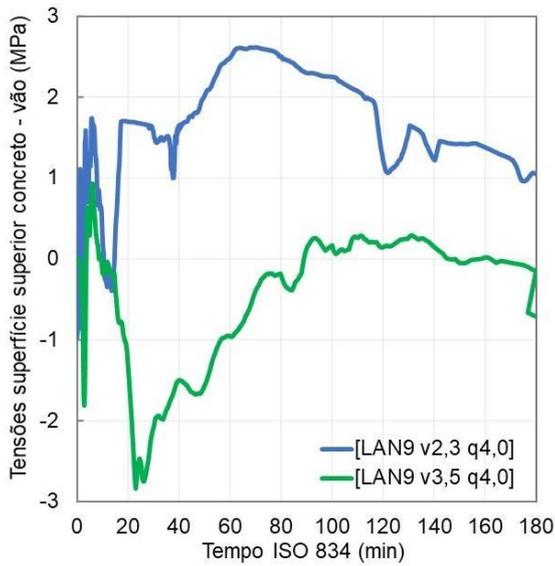
Os resultados obtidos com o uso de ambas as armaduras na laje (AN e AP) estão mostrados na Figura 181.



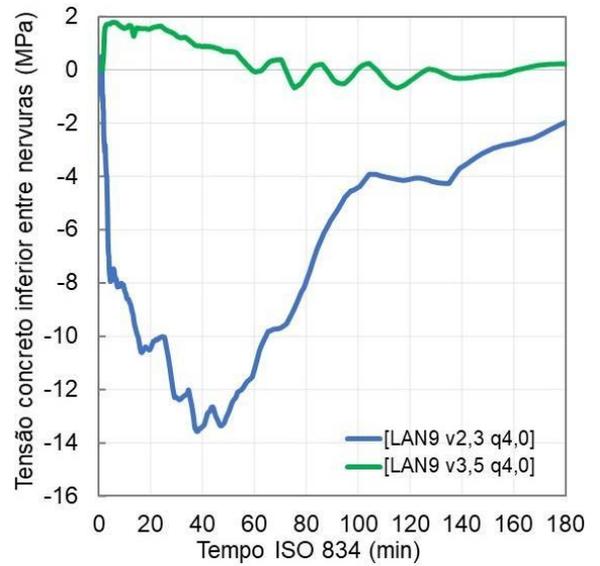
Referência para leituras



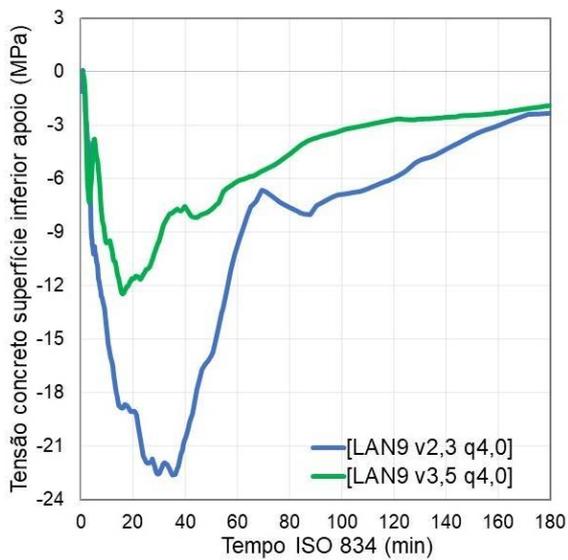
(a) Co.1



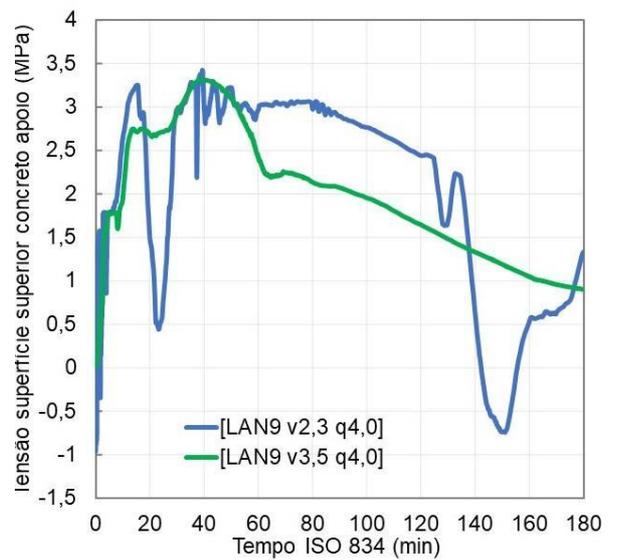
(b) Co.2



(c) Co.3



(d) Co.4



(e) Co.5

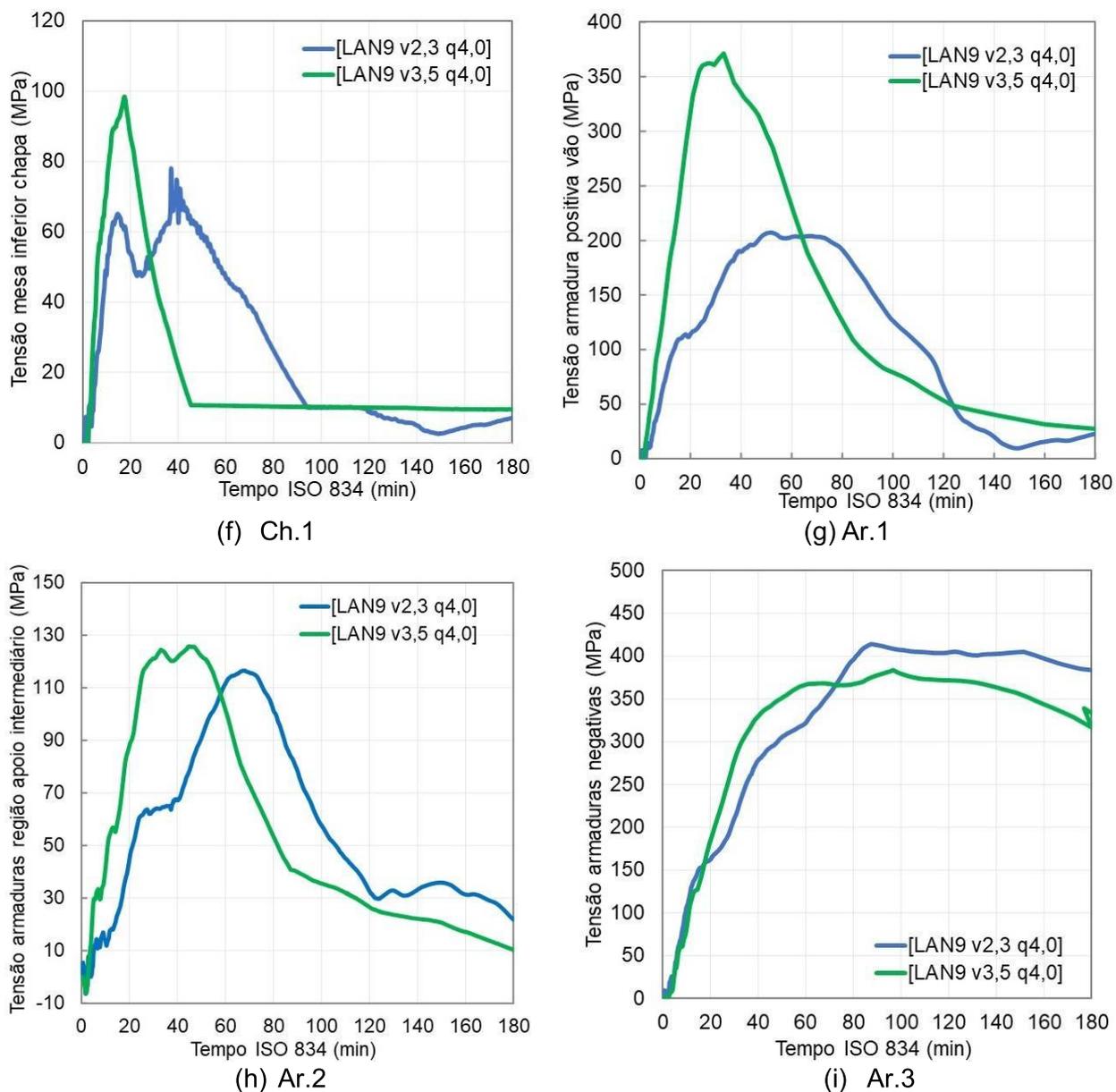


Figura 181 – Tensões na [LAN 9 v2,3 q4,0]

No uso de ambas as armaduras, o comportamento de membrana incidu por mais tempo. Isso é percebido por meio da análise do Co.2 (Figura 181b), sobretudo no caso do vão menor. Frente as demais lajes, a continuidade estrutural foi também preservada por mais tempo, fato percebido no comparativo entre o Co.5 da LAN3, 6 e 9 (Figura 179e, Figura 180e e Figura 181e). Na região do apoio da laje LAN9, a plastificação do concreto adjacente a mesa inferior (ponto Co.4 da Figura 181d) não necessariamente provoca a perda da continuidade, pois, nesse caso, o equilíbrio da seção é preservado entre ambas as barras (*i.e.*, ponto Ar.2 e Ar.3 conforme Figura 181h e Figura 181i, respectivamente). A AN (ponto Ar.3) plastifica após a AP passante sobre o apoio (Ar.2), marcando o instante

em que a continuidade é perdida. Portanto, nessas lajes, a perda da continuidade é vinculada à falência da AP passante sobre o apoio (Ar.2)

A exemplo do que foi percebido nos casos anteriores (LAN3 e LAN6), o aumento do vão interfere no instante em que a integração entre chapa e concreto é perdida (Figura 181f). Nota-se a tendência das lajes com maior vão mostrarem um desprendimento total da chapa antes daquelas com menor vão. Isto já foi percebido na LAN3 e 6 anteriormente apresentadas. Nota-se que a relação tempo *versus* tensão em que há o desprendimento completo da chapa é praticamente igual nas 3 lajes (LAN 3, 6 e 9), sobretudo naquelas de vão 3,5 m. Há a perda do comportamento misto e, diferentemente do que foi percebido à temperatura ambiente, a existência de barras positivas não influenciam nos resultados.

Comparando a Figura 181g com a Figura 179g, o uso de armaduras negativas ajuda na redistribuição de esforços da laje. Sem AN, as AP são mais mobilizadas, mas o uso de AN não modifica o tempo no qual as AP plastificam. Elas somente interferem a tensão na qual essa plastificação ocorre. Isso foi percebido tanto no vão de 2,3 m quanto no de 3,5 m. Porém, nesse último, essa influência foi menos incisiva quanto ao vão menor. Isso pode estar atrelado ao momento resistente negativo que é incorporado com as AN. No caso da laje de maior vão, ele é diminuto frente a sua dimensão, não sendo tão influente quanto nas demais.

Junto ao apoio, a perda da continuidade foi vinculada a plastificação da armadura positiva passante. Conforme dito anteriormente, a plastificação do concreto comprimido da região (adjacente a mesa inferior da chapa) não provoca a perda a continuidade, pois, mesmo que isso ocorra, o equilíbrio entre as AP e AN é suficiente. A continuidade passa a ser afetada pela plastificação da AP (ponto Ar.2). Tanto na LAN3 quanto LAN9, isso ocorreu no mesmo tempo: por volta de 80 min. A degradação mecânica provocada pelas temperaturas é, portanto, crucial.

Armaduras positivas e negativas mitigam esforços na região de momento positivo. Neste caso, as AP tendem a ser menos mobilizadas, mas isso não modifica o instante em que elas perdem efetividade ao incêndio. A influência do uso de AN combinadas com AP ficou mais nítida nas lajes com vão menor. A eficiência da incorporação de AN foi tanto menor quanto maior o vão adotado. Isso se deve a dimensão da seção transversal da laje, pois o momento resistente (propiciado pelo binário de esforços formado entre AP e AN) é ínfimo em relação ao seu comprimento. Mesmo com ambas as armaduras, tem-se a tendência da laje funcionar como sendo um elemento sem continuidade, pois o momento positivo solicitante prepondera.

4.7.2.2.2 Análise das armaduras positivas

Na sequência é mostrado o comparativo entre as leituras das armaduras positivas (AP) das lajes LAN 3 e 9, admitindo diferentes carregamentos e vãos.

- Armadura positiva (AP) – meio do vão (Ar.1 da Seção 1 na Figura 140)

As tensões registradas estão mostradas na Figura 182.

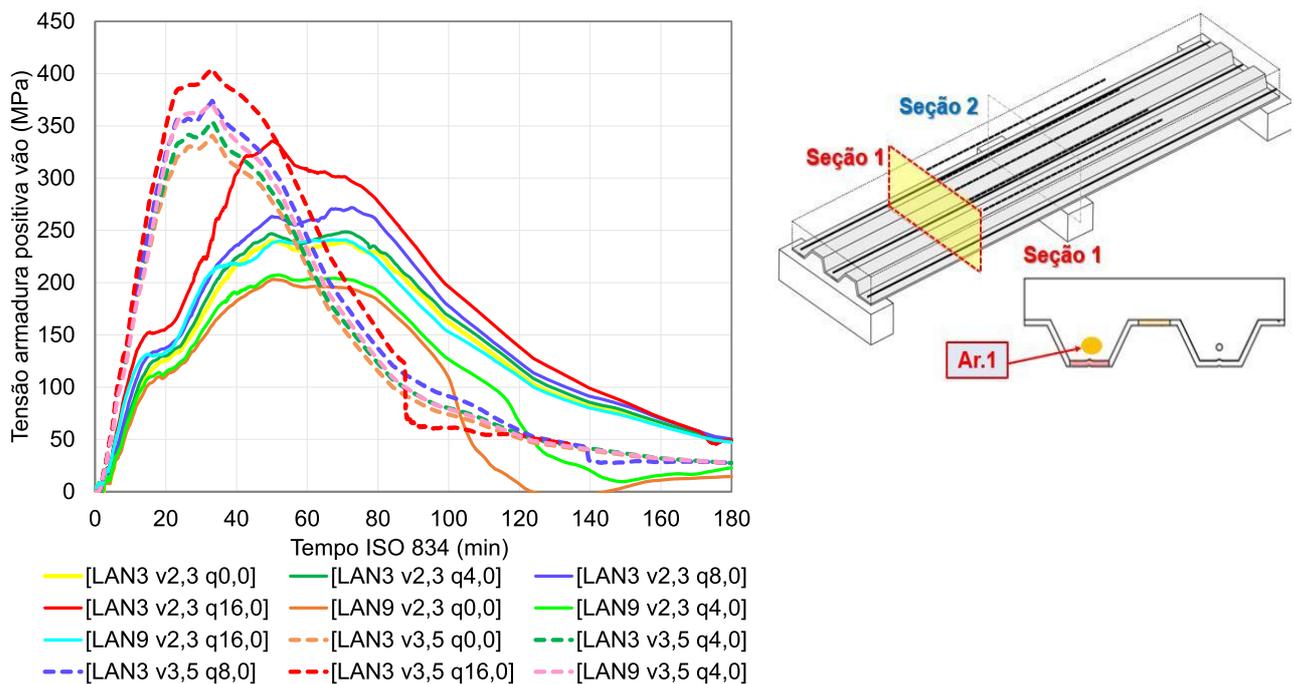


Figura 182 – Tensões produzidas nas armaduras positivas (Ar.1)

Três conclusões iniciais ficaram claras: (i) o tempo da efetividade das AP depende do carregamento e vão, (ii) as AN ajudam a reduzir os esforços atuantes nas AP, porém de modo mais evidente na laje de menor vão, e (iii) AP são tensionadas mesmo nas lajes em que não foram aplicados carregamentos. Nesse último caso, pode-se conjecturar a influência dos esforços de natureza térmica produzidos nas armaduras. Logo, o *thermal bowing* proporciona – em conjunto com o peso próprio da laje – um estado de tensão às armaduras. A análise das [LAN3 v2,3 q0,0] e [LAN3 v3,5 q0,0], lajes sem carregamento, reforça esse argumento. No tocante a efetividade das AP ser perdida entre 50-60 min no vão de 2,3m, nota-se que o gatilho para isso são as temperaturas e não o carregamento aplicado. Isto reside no fato das armaduras perderem efetividade aproximadamente no mesmo tempo, o que não ocorreria caso o fator governante fosse o carregamento. A

Figura 162 mostrou que as temperaturas das armaduras nessa faixa de tempo foi entre 350 a 500 °C.

Chama a atenção o fato de que o uso das AN não necessariamente posterga e/ou prolonga o instante de plastificação das AP. A função destas AN parece clara: mitigar os esforços das AP e não necessariamente aumentar o aproveitamento ou o tempo em que a degradação mecânica delas ocorre.

- Armadura positiva (AP) – apoio intermediário (ver Ar.2 seção 2 na Figura 140)

As tensões desenvolvidas nas AP passantes sobre ao apoio intermediário estão mostrados na Figura 183 para a laje com 2,3 m de vão.

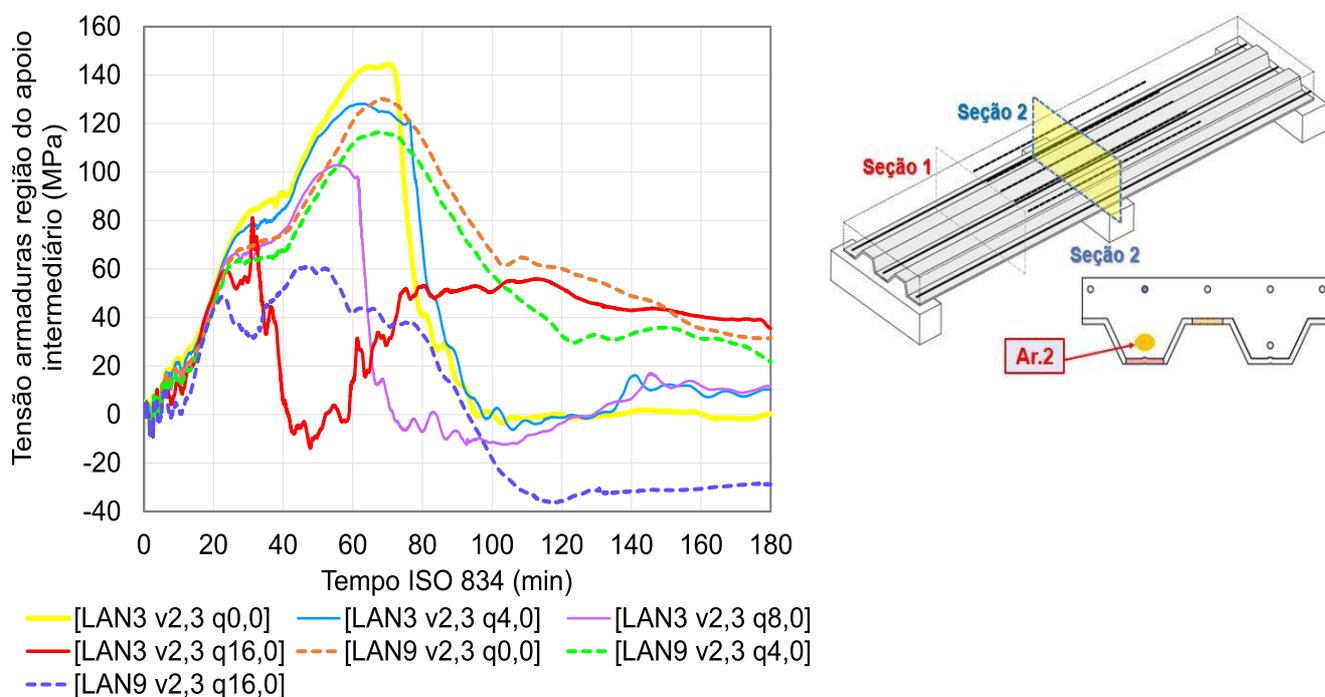


Figura 183 – Tensões produzidas nas armaduras positivas (Ar.2): vão de 2,3 m

A mobilização destas armaduras ocorreu mesmo sem aplicação de carregamento, como é mostrado na [LAN3 v2,3 q0,0] e [LAN9 v2,3 q0,0]. Aumentando o carregamento, o tempo e tensão no qual as AP plastificaram diminuiu. Comparando ambas as lajes, é possível identificar a capacidade de redistribuição de esforços propiciado pelas AN às AP da região do apoio. O aumento do carregamento faz com que a plastificação destas barras ocorra antes. A plastificação delas pode ser vinculada a perda da continuidade da laje na região do apoio, o que já foi discutido na Figura 179, Figura 180 e Figura 181.

No comparativo feito entre a [LAN3 v2,3 q0,0], [LAN3 v2,3 q4,0], [LAN3 v2,3 q8,0] e [LAN3 v2,3 q16,0] a perda total da continuidade estrutural ocorreu aos 72, 63, 54 e 31 min, respectivamente. No caso das lajes com ambas as armaduras (AN e AP), os picos sofreram sutis variações, sendo de 71, 69 e 50 min para as lajes [LAN9 v2,3 q0,0], [LAN9 v2,3 q4,0] e [LAN9 v2,3 q16,0], respectivamente. Isso mostra que o carregamento é um fator influente nos resultados. Todavia, a incorporação de AN não trouxe uma redução expressiva das tensões atuantes nas AP da região do apoio.

A Figura 184 mostra as mesmas leituras para o vão de 3,5 m.

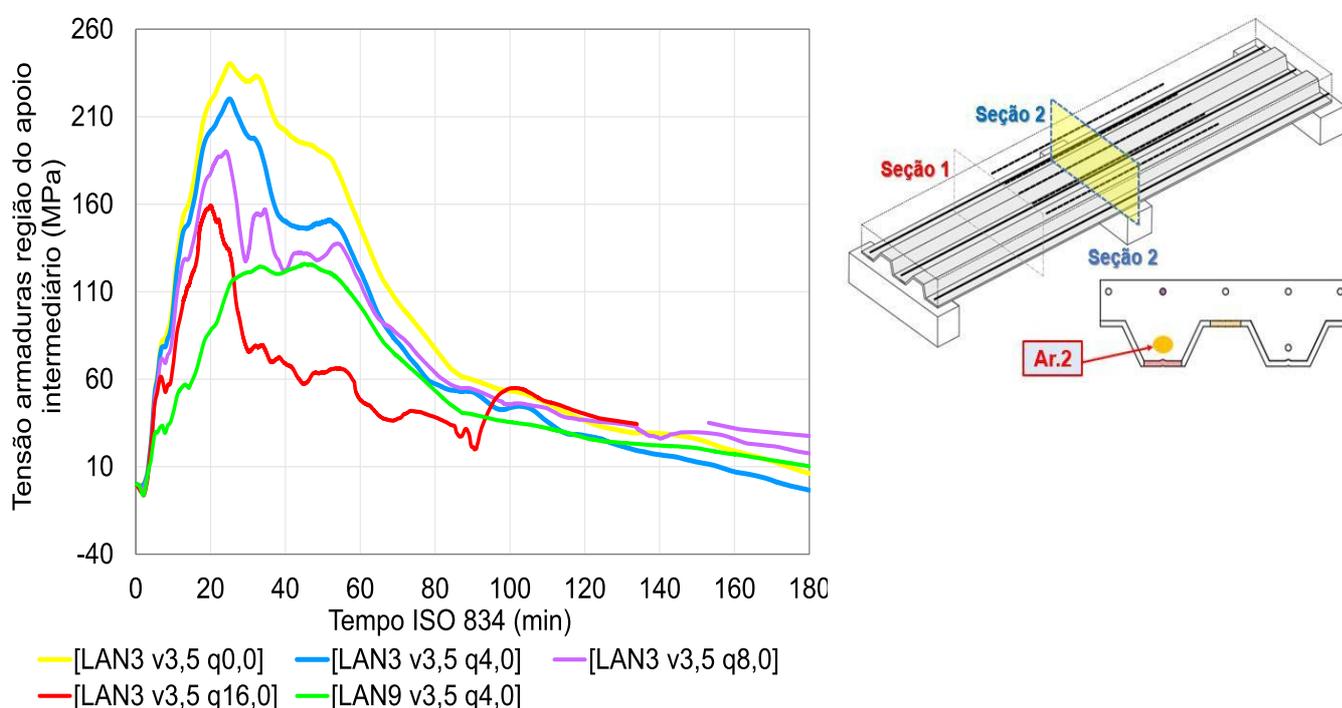


Figura 184 – Tensões produzidas nas armaduras positivas (Ar.2): vão de 3,5 m

No comparativo com a Figura 183, fica claro que as tensões desenvolvidas nessas armaduras são maiores para um mesmo carregamento aplicado. A plastificação ocorreu em um tempo menor se comparado ao caso anterior. Logo, o aumento do vão incrementa as solicitações produzidas na laje, mas reduz o tempo no qual a plastificação das barras – e portanto a perda da continuidade estrutural – ocorre.

O uso de ambas as armaduras, positivas e negativas, fez com que ocorresse uma maior distribuição de esforços na região do apoio, reduzindo as tensões atuantes nessas armaduras. Isto foi percebido no comparativo entre [LAN3 v3,5 q4,0] e [LAN9 v3,5 q4,0]. Entretanto, isto não modificou o tempo no qual a continuidade foi perdida, senão a tensão no qual a plastificação ocorreu. Logo, usar ambas as armaduras pareceu ser vantajoso

para aumentar o grau de aproveitamento dos materiais (ou seja, diminuir os esforços nas armaduras) e não necessariamente preservar a continuidade estrutural por mais tempo.

4.7.2.2.3 Análise das armaduras negativas

- Armadura negativa (AN) – apoio intermediário (ver Ar.3 da seção 2 na Figura 140)

As tensões desenvolvidas nas AN estão mostradas na Figura 185. Cabe destacar que mesmo nas lajes em que o carregamento não foi aplicado teve-se a mobilização das AN. Isso evidencia que o *thermal bowing* é capaz de mobilizar essas barras, a exemplo do que foi notado nas armaduras positivas.

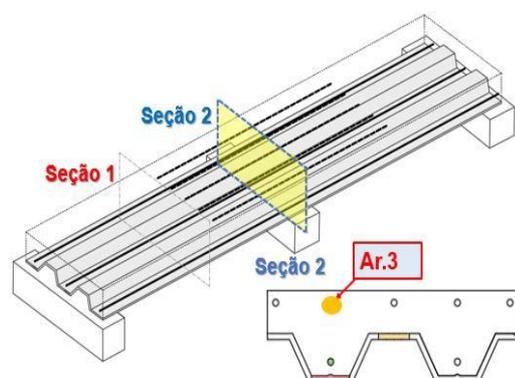
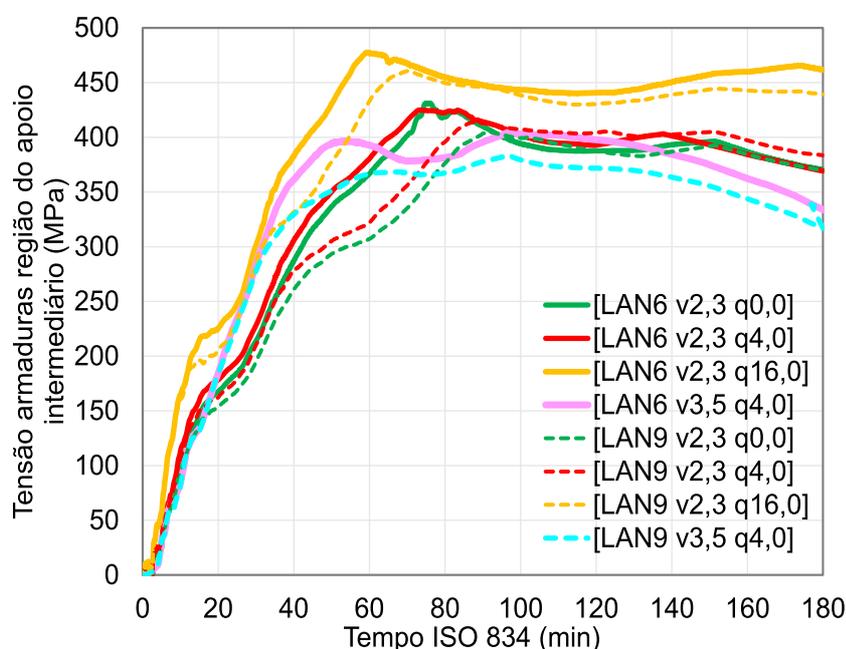


Figura 185 – Tensões produzidas nas armaduras negativas (Ar.3)

Comparando Figura 185 e Figura 182 percebe-se que as AN são mais mobilizadas mecanicamente do que as AP. Isso pode estar atrelado ao maior aquecimento que estas últimas sofrem. O tempo de plastificação das AN está atrelado ao carregamento aplicado. Quanto maior o carregamento, maior foi a mobilização mecânica e menor foi o tempo no qual a plastificação ocorreu. Isso converge com o que foi discutido na Figura 183 e Figura 184. Porém, a redução é sutil, não maior do que 10 min e 30 MPa, conforme percebido no comparativo da [LAN6 v2,3 q16,0] e [LAN9 v2,3 q16,0]. A tensão na qual houve a plastificação das AN convergiu a 400 e 450 MPa, na faixa dos 60 a 80 min.

Nos casos em que se tinham ambas as armaduras (AP e AN), o que se percebeu inicialmente foi a plastificação das AP. Isso é percebido ao comparar as leituras das lajes LAN9 na Figura 182 e Figura 185. A leitura das AP passantes sobre o apoio intermediário (Figura 183) indicam que elas plastificam antes das AP situadas no meio do vão da laje. Ao analisar o concreto adjacente a mesa inferior da chapa junto ao apoio (Figura 193), nota-se que a plastificação do mesmo ocorre antes dos 40 min. Logo, o que se percebe é que a continuidade estrutural passa a ser governada por essa última parcela (concreto adjacente a mesa inferior da chapa e AP passantes no apoio), mas não necessariamente pelas AN. Essa falha provoca um giro relativo da seção junto ao apoio, redistribuindo os esforços e sobrecarregando a região de momento positivo, que então vem a falhar.

Analisar as AN permite concluir que elas efetivamente propiciam a continuidade, mas não são as responsáveis pela perda da mesma, visto que estão termicamente mais protegidas. A região situada abaixo da linha neutra é que produz a falha da continuidade, atribuído as AP ou ao concreto caso elas inexistam, como ocorre na LAN6.

4.7.2.2.4 Análise da chapa perfilada

- Chapa perfilada – meio do vão (ver Ch.1 da seção 1 na Figura 140)

As tensões desenvolvidas na chapa perfilada estão mostradas na Figura 186. As menores tensões na chapa perfilada ocorreram nas lajes onde AP e AN foram adotadas, como percebido na [LAN9 v2,3 q0,0] e [LAN9 v2,3 q4,0]. A laje [LAN9 v2,3 q16,0] mostrou que aumentar o carregamento incrementa as tensões atuantes na chapa. O comparativo da LAN9 com a LAN3 mostrou que, no mesmo carregamento, as tensões são maiores nas lajes onde AN não são empregadas, o que já foi discutido na análise das tensões atuantes nas AP (Figura 182). Portanto, as AN mitigam os esforços a região de momento positivo. Todavia, isso não repercute no tempo em que a chapa se desprende da seção. Em todos os casos o desprendimento ocorreu pouco antes dos 20 min. O uso de AN e/ou de AP não modificou esse instante, senão nas tensões no qual o mesmo ocorre.

Comparando-a com a Figura 186, nota-se que o instante no qual o desprendimento total da chapa ocorre é o mesmo em ambos os casos: pouco antes de 20 min. Entretanto, na laje de menor vão nota-se que, após o desprendimento, há um atrito residual incidente entre a chapa e o concreto, o que não ocorre na laje com 3,5 m. Nesta, o desprendimento é brusco e elimina por completo a interação da chapa com o restante da seção. Estima-se que o fato esteja ligado ao cisalhamento longitudinal incidente na interface.

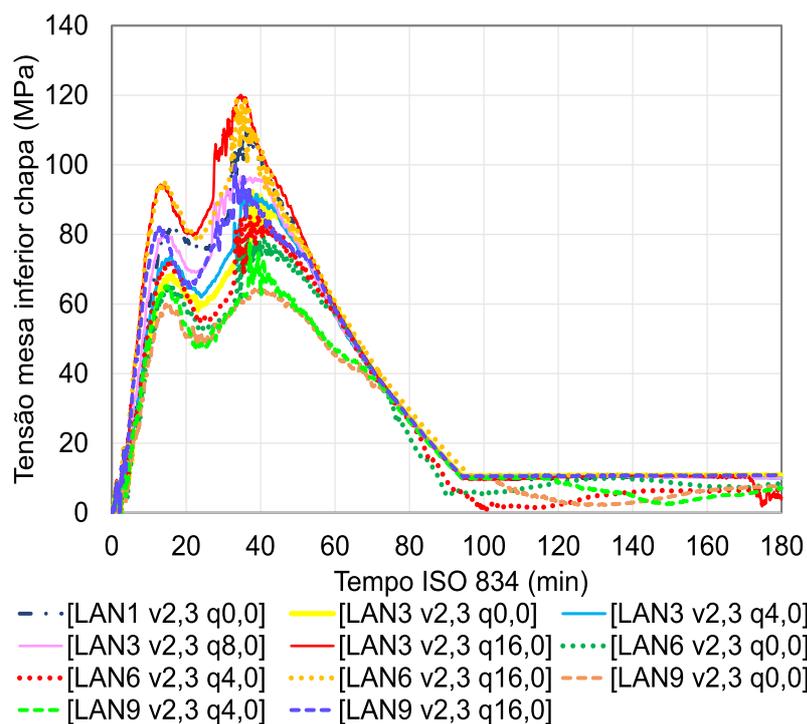


Figura 186 – Tensões produzidas na chapa perfilada (Ch.1): vão 2,3 m

A análise das lajes com vão de 3,5 m está mostrada na Figura 187.

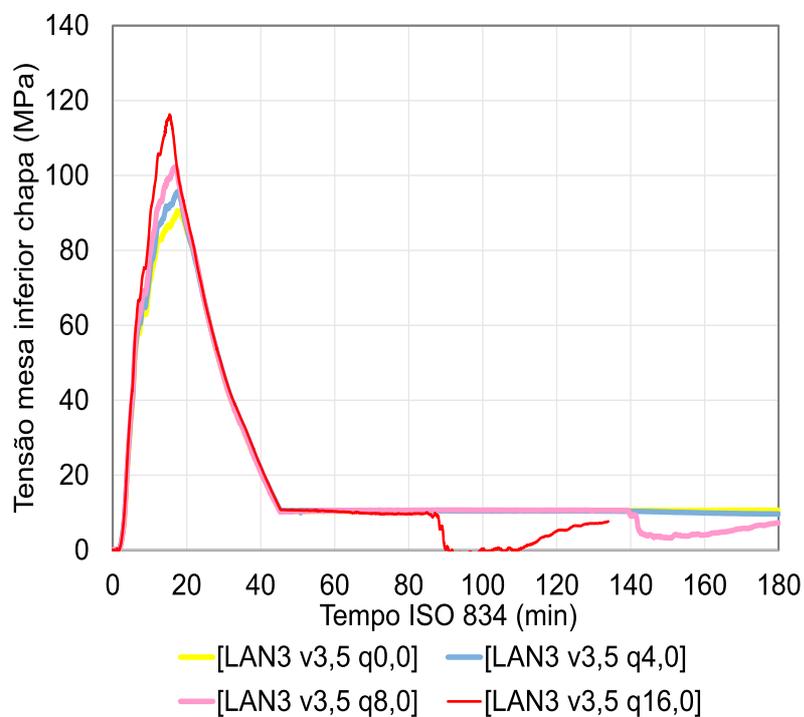


Figura 187 – Tensões produzidas na chapa perfilada (Ch.1): vão 3,5 m

A exemplo do que foi percebido no vão maior, a Figura 187 mostra que o instante no qual o desprendimento da chapa ocorre não está vinculado ao carregamento que nela

atua, senão na temperatura incidente. A chapa perfilada se desprende precocemente da seção, como já percebido em laboratório (ver a Figura 81). Porém, o carregamento não modifica este instante, senão a magnitude da tensão no qual o desprendimento ocorre. Logo, as armaduras não alteram o momento no qual a chapa se desprende da laje.

Conclui-se que o fator que governa a perda do comportamento misto da laje é a temperatura e não necessariamente o carregamento atuante.

4.7.2.2.5 Análise do concreto

A seguir são discutidas a distribuição de tensões no concreto produzidas ao longo do seu aquecimento.

- Adjacente a mesa inferior da chapa no meio do vão (ver ponto Co.1 da seção 1 na Figura 140)

As leituras das tensões na parcela de concreto adjacente a mesa inferior da chapa na região de momento positivo máximo estão mostradas na Figura 188, para 2,3 m de vão, e na Figura 189 para 3,5 m de vão.

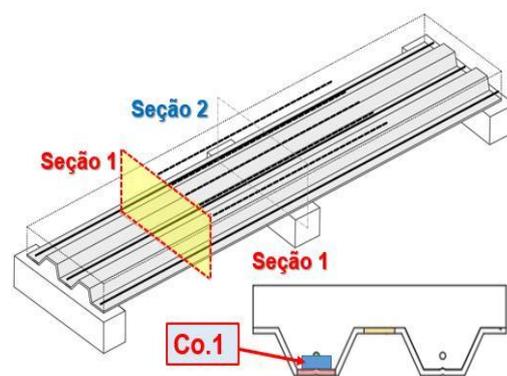
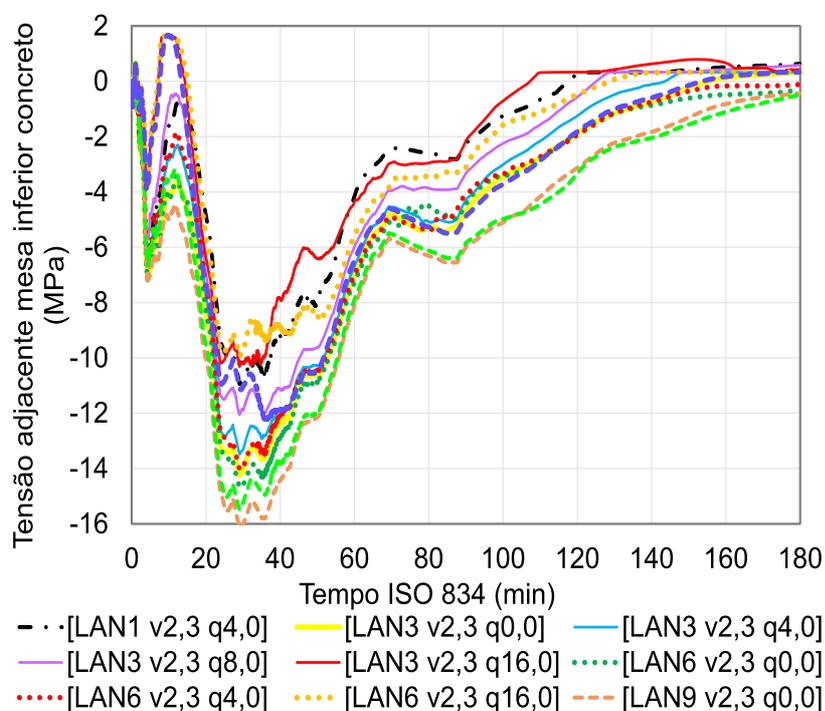


Figura 188 – Tensões produzidas no concreto, meio do vão (Co.1): vão 2,3 m

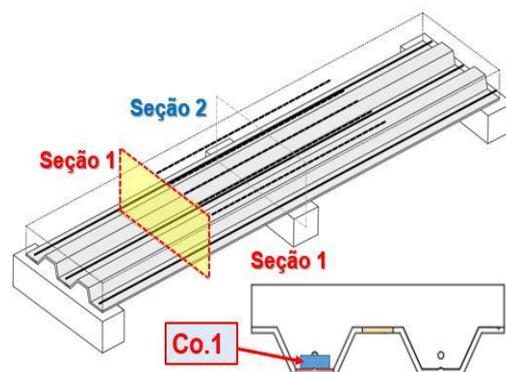
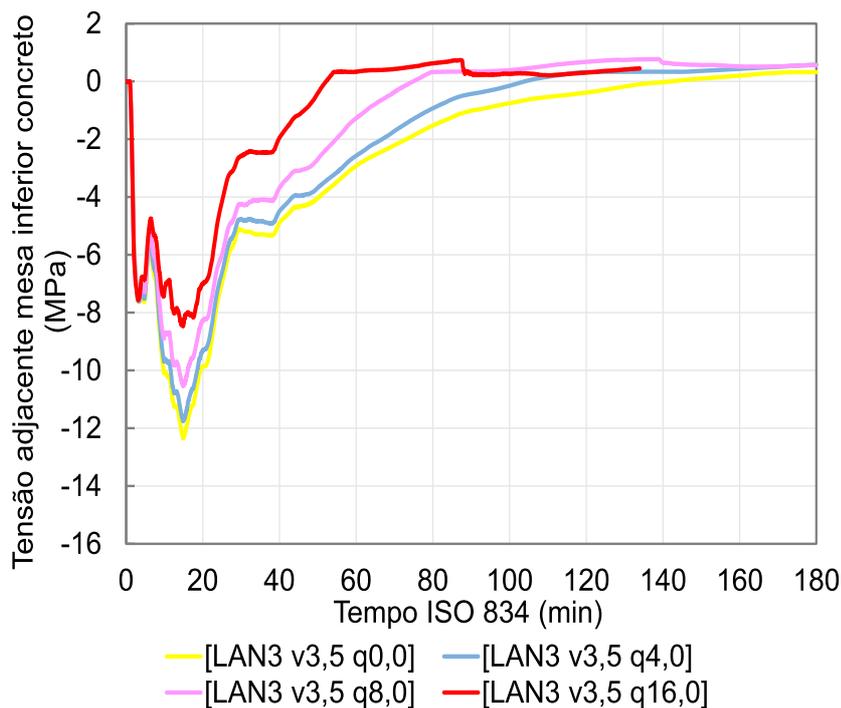


Figura 189 – Tensões produzidas no concreto, meio do vão (Co.1): vão 3,5 m

Os esforços de compressão incidentes nessa região em conjunto com os esforços de tração notados na superfície superior da laje (ponto Co.2) confirmam a flexão negativa atuante, ou seja, um arqueamento provocado pelo *thermal bowing*. Importante enaltecer que a análise deste ponto deve ser feita em paralelo com o Co.3, referente ao concreto adjacente a mesa superior da chapa, mostrado na sequência. Entende-se que o término das tensões de compressão da face inferior da laje ocorre em um instante compreendido entre o acusado no Co.1 e no Co.2.

O arqueamento em questão provoca consequências benéficas ao desempenho da laje ao incêndio, pois mitiga a responsabilidade das armaduras positivas ao longo da análise. O fenômeno passa a ser anulado a medida em que os materiais que constituem a laje são mecanicamente degradados pela ação das temperaturas, passando a exigir a atuação das armaduras para que a laje preserve sua estabilidade ao incêndio. A análise do ponto Co.2 em conjunto com o Co.1 e Co.3 (mostrados na sequência) indicam que o fenômeno é cessado, nas lajes com 2,3 m de vão, entre 60 a 80 min para carregamentos não superiores a 8,0 kN/m². É justamente nesse instante em que as AP passam a ser mecanicamente degradadas pela ação das temperaturas. Trata-se de um mecanismo integrado e que sofre influência de fatores como vão e carregamento.

Esse conjunto de variáveis torna o comportamento de membrana um fenômeno de difícil predição, apesar do esforço de algumas pesquisas tentar descrevê-lo por meio de equações relativamente complexas, de difícil aplicação nos escritórios de engenharia.

Tal como notado os materiais situados nas proximidades da face exposta às altas temperaturas (i.e., armaduras positivas e chapa perfilada, já mostrados na Figura 182 e Figura 186), o fator que governa a *performance* dos materiais dessa região mais exposta é o efeito da temperatura. Todas as lajes mostraram a plastificação do Co.1 no mesmo instante (entre 20 e 40 min no vão de 2,3 m e por volta de 20 min no vão de 3,5 m), independente do carregamento ou disposição das armaduras na seção.

Conforme já esperado pela análise do Co.2 (Figura 191), a Figura 189 mostra que, nas lajes com vão de 3,5 m, o *thermal bowing* praticamente inexistiu, visto que o esforço originado pelo carregamento – contrário ao provocado pela dilatação térmica – supera o produzido pelo mecanismo, fazendo com que ele praticamente não atuasse nessas lajes.

- Na região do meio do vão (ver ponto Co.2 da seção 1 na Figura 140)

As leituras na superfície superior do concreto na região de momento positivo está mostrado na Figura 190 e Figura 191 para o vão de 2,3 e 3,5 m, respectivamente.

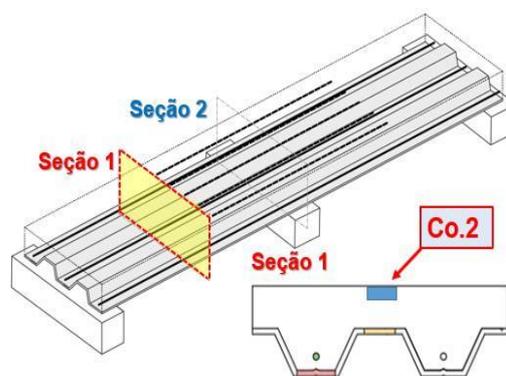
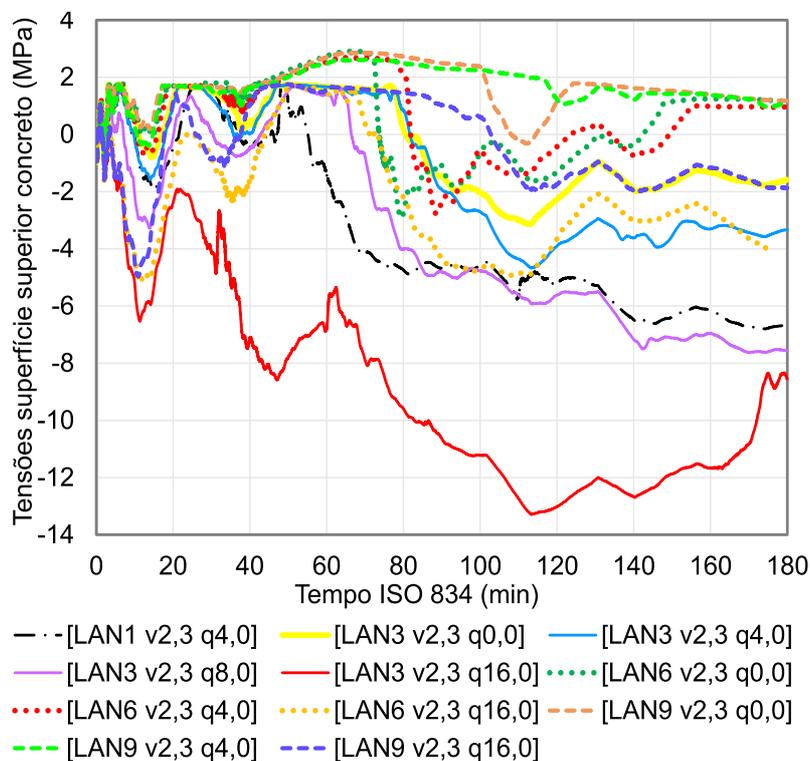


Figura 190 – Tensões no concreto, meio do vão (Co.2): vão 2,3 m

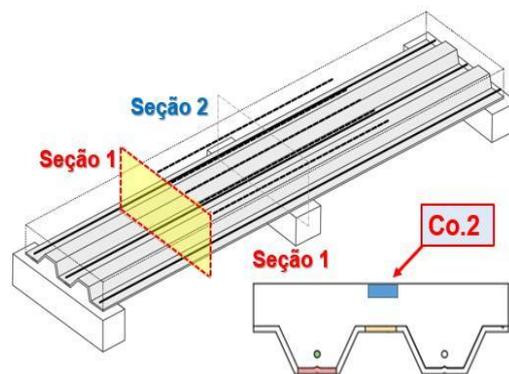
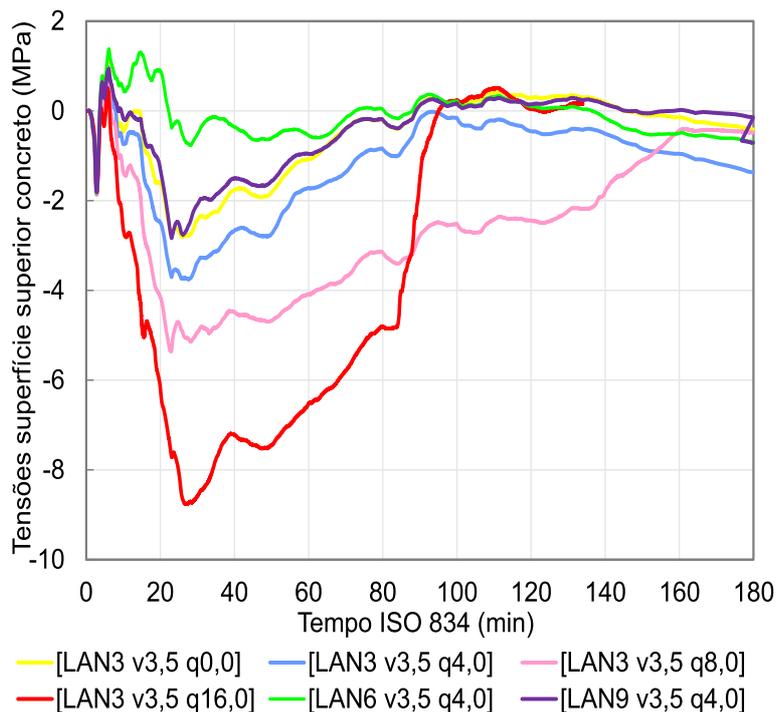


Figura 191 – Tensões no concreto, meio do vão (Co.2): vão 3,5 m

Uma informação que as leituras da Figura 190 e Figura 191 fornecem é o tempo no qual o *thermal bowing* incide na laje, sendo este responsável pelo comportamento de membrana que se manifesta nos instantes iniciais. A exemplo do que se discutiu no Co.1, a dilatação térmica incidente tende a produzir uma espécie de arqueamento da laje, com esforços de tração e compressão ocorrendo, respectivamente, acima e abaixo da linha neutra na região de momento positivo. Tratam-se de esforços contrários ao esperado e provocados pelo carregamento aplicado na laje. Comentários e discussões sobre isso já foram elaborados no comparativo da Figura 179. Portanto, o tempo no qual as tensões de tração incidem no Co.2 indicam o período no qual o comportamento de membrana se manifestou na laje.

A Figura 190 mostra que há uma tendência do *thermal bowing* – produzido pela dilatação térmica não uniforme na seção – perdurar por mais tempo caso o carregamento seja retirado. Isso é percebido na análise da [LAN3 v2,3 q0,0], [LAN6 v2,3 q0,0] e [LAN9 v2,3 q0,0]. O carregamento e a dilatação térmica produzem efeitos opostos na região de momento positivo: o primeiro produz uma flexão positiva enquanto o segundo uma flexão negativa. À medida que o carregamento supera os efeitos da dilatação, o *thermal bowing* é mitigado, fazendo com que o comportamento de membrana inexista em certos casos, o que é notado sobretudo na [LAN3 v2,3 q16,0]. Nas lajes em que armaduras negativas

existiam, isso não fica tão evidente pois, conforme já dito, o comprimento de ancoragem das mesmas avançou à região de momento positivo, modificando os resultados.

A leitura das lajes com vão de 3,5 m na Figura 191 reforça o argumento anterior: o *thermal bowing* é mitigado pelo carregamento aplicado e solicitação por ele produzida. Nas lajes com maior vão, visto que a solicitação é maior sobre um mesmo carregamento, o comportamento de membrana sequer chega a incidir em alguns casos, como na LAN3. Já na LAN6 e LAN9, as tensões produzidas diminuíram sutilmente nessa região. Estima-se que isto esteja relacionado a distribuição de esforços propiciados pelas AN, conforme já argumentado na análise da Figura 182. Conclui-se que aumentando o carregamento diminui-se o comportamento de membrana.

- Adjacente a mesa superior da chapa no meio do vão (ver ponto Co.3 da seção 1 na Figura 140)

A Figura 192 mostra as tensões no concreto adjacente a mesa superior da chapa, na região de momento positivo máximo.

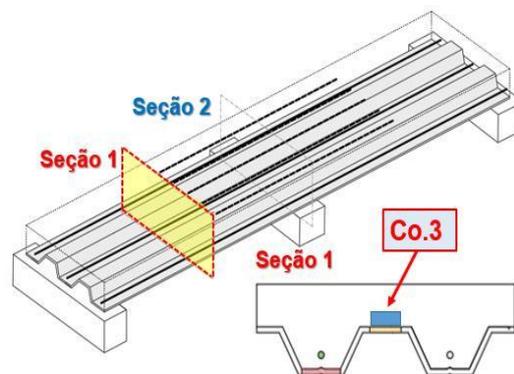
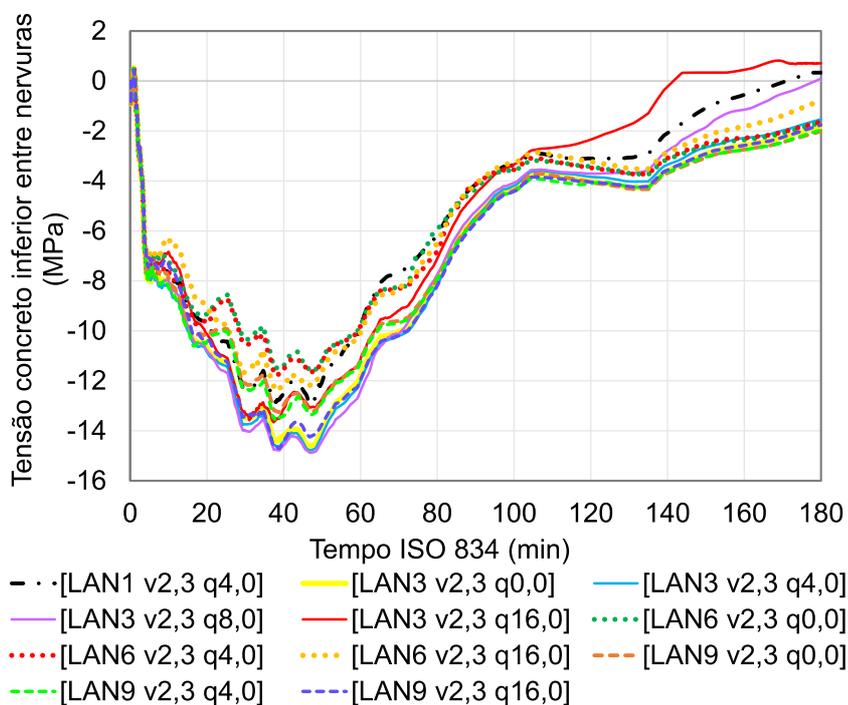


Figura 192 – Tensões produzidas no concreto, meio do vão (Co.3): 2,3 m

Assim como comentado no ponto Co.1, a leitura desse ponto auxilia na discussão do tempo no qual o *thermal bowing* incide sobre a laje. As mesmas considerações citadas àquele ponto são válidas ao Co.3. Como esperado para as regiões da laje situadas nas

proximidades da face exposta à altas temperaturas, o instante no qual a plastificação do ponto ocorre independe do carregamento e disposição das armaduras na laje, indicando que a temperatura é o fator determinante neste caso.

- Adjacente a mesa inferior da chapa no apoio intermediário (ver o ponto Co.4 da seção 2 na Figura 140)

A Figura 193 mostra as tensões desenvolvidas na região do apoio intermediário, no concreto adjacente a mesa inferior da chapa. Vida de regra, as leituras convergiram à mesma relação tempo-tensão de plastificação do ponto. Por ser uma região adjacente ao apoio intermediário, essa interface pode ter provocado alguma interferência na leitura das lajes, justificando tensões semelhantes entre si. Ademais, por ser um ponto situado em uma região onde as armaduras tendem a se tornar indiferentes nas leituras, acredita-se que seja esta uma outra justificativa das leituras convergentes. Como conclusão geral, houve a plastificação dessa região antes dos 40 min.

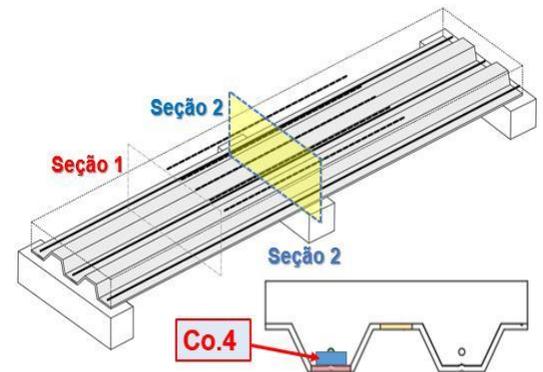
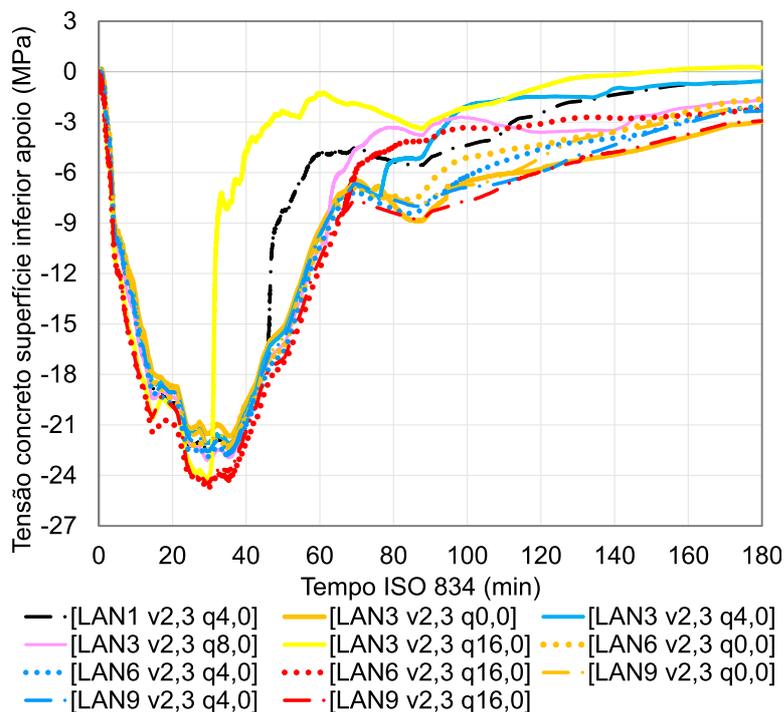


Figura 193 – Tensões no concreto, apoio intermediário (Co.4): vão 2,3 m

- Na região do apoio intermediário (ver o ponto Co.5 da seção 2 na Figura 140)

Na Figura 194 e Figura 195 estão mostradas as leituras nas lajes com 2,3 e 3,5 m de vão, respectivamente.

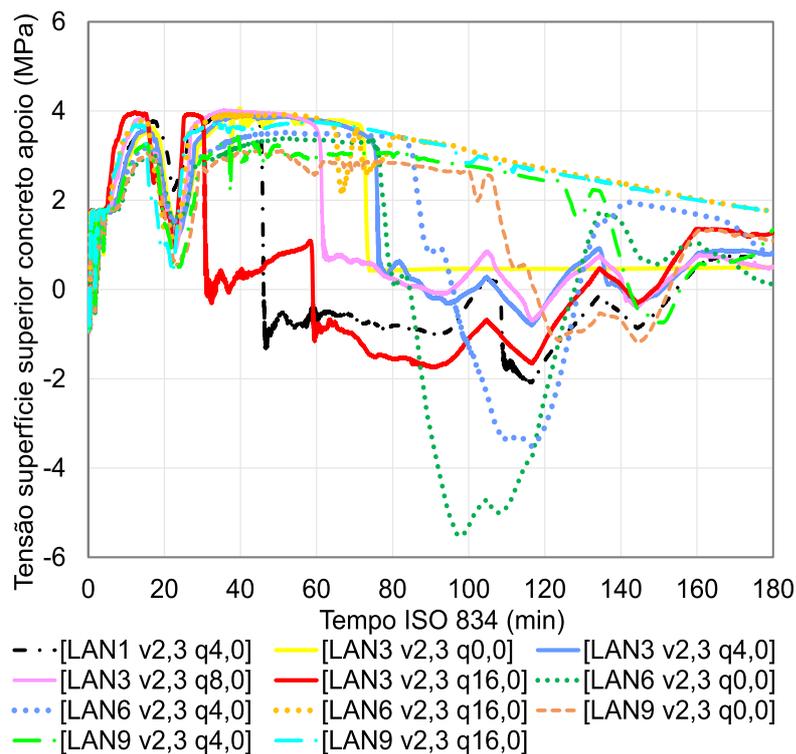


Figura 194 – Tensões no concreto, apoio intermediário (Co.5): vão 2,3 m

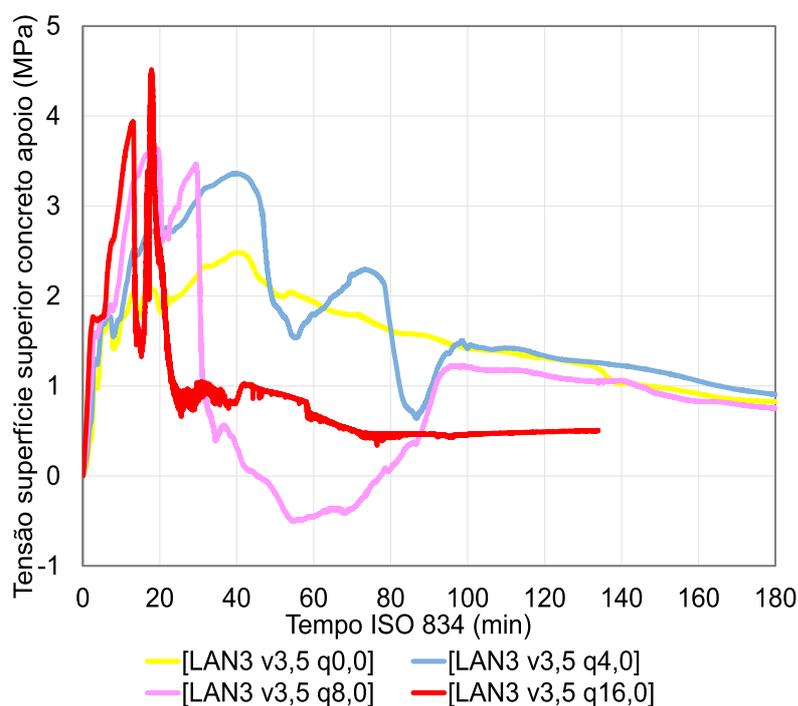
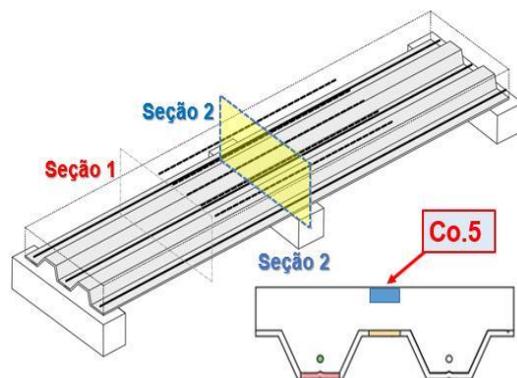
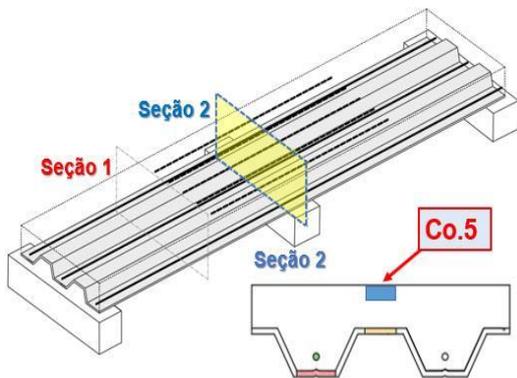


Figura 195 – Tensões no concreto, apoio intermediário (Co.5): vão 3,5 m



As leituras aqui registradas justificam as fissuras experimentalmente notadas na superfície do concreto nos minutos iniciais de exposição à curva ISO 834. Em laboratório, percebeu-se que antes dos 10 min as fissuras incidentes já indicavam a plastificação do concreto na região do apoio intermediário. São fissuras provenientes da dilatação térmica

do concreto, visto que, neste instante, a distribuição de temperatura na seção da laje não é capaz de provocar degradação mecânica desse material, tampouco das armaduras. É provável que a dilatação térmica – originada pelo efeito *thermal bowing* – seja responsável ou tenha contribuído para o desprendimento da chapa (ver Figura 186 a Figura 187)

As leituras da Figura 194 e Figura 195 mostram que a perda da continuidade das lajes é precoce. Fatores como o vão, carregamento aplicado e disposição das armaduras não evitaram essas fissuras, reforçando que a mesma depende sobretudo da parcela de concreto da laje e de suas transformações físicas induzidas pelo aquecimento, que gera como consequência o efeito *thermal bowing*. Entende-se que o fato de algumas tensões permanecerem no campo positivo até certo instante esteja vinculado ao comportamento de membrana. A medida em que ele finda, perde-se o efeito benéfico gerado pelo efeito, e uma rotulação da região sobre o apoio é produzida.

O aumento do carregamento faz com que a continuidade estrutural seja perdida mais precocemente. O aumento do vão provoca a mesma consequência. Quanto maior o vão adotado, tanto mais precocemente a laje perde continuidade.

4.7.3 Considerações parciais

O critério de análise numérica adotado mostrou respostas específicas. Enquanto o critério C1 (*i.e.*, temperatura tratada como constante e carregamento como variável no tempo) remeteu a respostas com justificativas preponderantemente termomecânicas, o modelo C2 (*i.e.*, temperatura tratada como variável e carregamento como constante no tempo) mostrou respostas com características físico-mecânicas.

O C1 permite identificar a carga última aplicada na laje mista para cada campo de temperatura predefinido, enquanto o C2 o tempo em que um determinado carregamento distribuído provoca a condição último da laje. O C1 possui a limitação de não representar a evolução das tensões de natureza térmica ao longo do aquecimento, o que não ocorre no C2. Já o C2 possui o inconveniente de tornar demorada a definição do carregamento último da laje, sendo necessário vários modelos e simulações, o que não ocorre no C1.

O C2 possibilitou compreender a sobreposição das tensões mecânicas e térmicas. As tensões térmicas são produzidas por expansão térmica, gerando um arqueamento térmico que justifica o comportamento da membrana de tração fundamentado no *thermal bowing*. Já o C1 não permite este tipo de compreensão. O critério C2 produz resultados mais realistas, porém é mais complexo e demorado se comparado ao C1, pois envolve

o uso de parâmetros termo-físico-mecânicos e diversos testes para obter o carregamento crítico da laje a cada tempo ISO 834.

Percebeu-se notoriamente que a EN 1994-1.2 é fundamentada no critério C1. Isso se justifica pelas respostas obtidas na aplicação do critério. Notou-se uma tendência das leituras convergirem ao princípio do equilíbrio das tensões últimas dos materiais que compõem a seção. Tal critério torna-se um procedimento simplificado de definição dos momentos resistentes da seção, mas apresenta o inconveniente de não considerar os efeitos termo-físico-mecânicos envolvidos.

Desta forma, as fissuras desenvolvidas no concreto são identificadas apenas nos modelos numéricos que estabelecem a temperatura como variável no tempo (i.e., o C2). As fissuras desenvolvidas até o intervalo de 30 a 45 min são devidas ao alongamento térmico (*thermal bowing*) e não têm correlação com a degradação térmica mecânica dos materiais que constituem a laje, tampouco com o carregamento aplicado. O mesmo pode ser dito para o desprendimento da chapa do concreto, atribuída fundamentalmente pela ação das temperaturas. O *thermal bowing* se desenvolveu sob condições específicas. Percebeu-se que a sua magnitude está atrelada ao vão e carregamento incidente, o que permite correlacioná-lo ao momento positivo solicitante. Quanto maior for tal solicitação, menor será a capacidade da laje desencadear o comportamento de membrana. Tratam-se de esforços com efeitos contrários. O que se sobressair em relação ao outro justificará o comportamento da laje.

4.8 Considerações finais

As análises numéricas confirmaram os resultados experimentais e mostraram que a chapa perfilada atua desprendida da seção desde os 20 min iniciais de exposição às altas temperaturas. Este fenômeno criou uma camada de ar na interface entre a chapa e o concreto, que a partir deste instante passou a atuar como isolante térmico, mitigando a evolução das temperaturas na seção. Logo, antes do seu destacamento do concreto, a chapa contribuiu mecanicamente para o desempenho da laje, mas não modifica o campo de temperaturas na seção transversal. Após este desprendimento, ela deixa de contribuir mecanicamente e passa a influenciar o campo térmico da laje.

Notou-se que a continuidade estrutural tende a reduzir as tensões nas armaduras positivas. Para a mesma carga aplicada na laje, a redução das tensões atingiu 100 MPa aos 60 min. Após esse tempo, estas armaduras deixam de ser mecanicamente eficazes,

devido ao seu aquecimento. Após 90 min, a laje passa a se comportar como um elemento de concreto não armado, pois tanto as armaduras positivas quanto a chapa perfurada não contribuem ao momento resistente positivo. Apesar de sua maior proteção térmica, as armaduras negativas são subutilizadas. Tal como percebido nas análises experimentais, a ruptura da região de momento positivo da laje é preponderante.

O desprendimento da chapa faz com que as lajes mistas sem armaduras positivas mostrem um comportamento semelhante ao de uma laje de concreto não armado. O fato evidencia que as lajes mistas, ao longo da sua exposição às altas temperaturas, perde seu comportamento estrutural misto. A substituição de armaduras positivas por negativas não se mostrou eficiente, mesmo as armaduras negativas estando termicamente mais protegidas. A ausência das armaduras positivas aliada ao desprendimento da chapa ao longo do incêndio fragiliza a região de momento positivo, que passa a ser o ponto frágil da laje. Nas lajes apenas com armaduras negativas há a subutilização das mesmas.

Esse cenário numericamente observado invalida o método simplificado de cálculo da EN 1994-1.2 e NBR 14323, que se inspiram nos procedimentos da 1994-1.1 e NBR 8800, respectivamente, que consideram uma integração total entre a chapa e o concreto (comportamento misto). Logo, em situação de incêndio, as lajes mistas não podem ser dimensionadas com o mesmo princípio adotado a temperatura ambiente. Uma revisão dos procedimentos e equações normativas é proposta a seguir.

5 PROPOSIÇÃO DE METODOLOGIAS DE CÁLCULO

Apresentam-se duas metodologias ao cálculo de lajes mistas com chapa de aço perfilada de seção trapezoidal em situação de incêndio: uma para a determinação dos momentos resistentes (positivo e negativo) e outra para definição das temperaturas dos materiais da seção transversal (chapa perfilada, armaduras e concreto). Com ambas as equações algébricas, o usuário pode calcular o momento resistente de lajes mistas para diversas geometrias de seção transversal e no tempo requerido de resistência ao fogo pretendido. Os métodos de cálculo propostos estão apresentados e detalhados a seguir.

5.1 Momentos resistentes na seção em caso de incêndio

Através dos resultados das análises experimentais e numéricas foram propostas equações de verificação da resistência ao fogo de lajes mistas ao incêndio. As equações foram concebidas com a mesma filosofia de cálculo praticada pela EN 1994-1.2 e NBR 14323, fundamentada no critério C1, porém admitindo algumas variantes notadas no C2, como a chapa desprendida da laje. As formulações obedeceram a dois casos de cálculo:

- Caso I: linha neutra plástica acima da mesa superior da chapa;
- Caso II: linha neutra plástica abaixo da mesa superior da chapa;

O uso destes dois casos de cálculo remetem ao aproveitamento dos materiais que constituem a seção transversal no equilíbrio dos esforços internos para a formulação do momento resistente. Tal procedimento simplifica a dedução das equações apresentadas. O raciocínio incorporado é, inclusive, semelhante ao que já é praticado pelas normas de projeto destas lajes a temperatura ambiente, a NBR 8800 e EN 1994-1.1.

Nas equações sugeridas, as nomenclaturas empregadas foram estão descritas na simbologia desta tese. As equações foram separadas de acordo com a disposição das armaduras na seção transversal e esforço de interesse (*i.e.*, momento fletor resistente positivo ou negativo). Em nenhum caso, admitiu-se interação entre a chapa e o concreto.

5.1.1 Momento resistente positivo

a) Sem armaduras

Na Figura 196 e Figura 197 são mostradas a distribuição plástica de tensões das equações do Caso I e II. Pelo fato de a chapa se desprender do restante da seção, há a formação de duas linhas neutras, chamadas de L.N.P.1 e L.N.P.2.

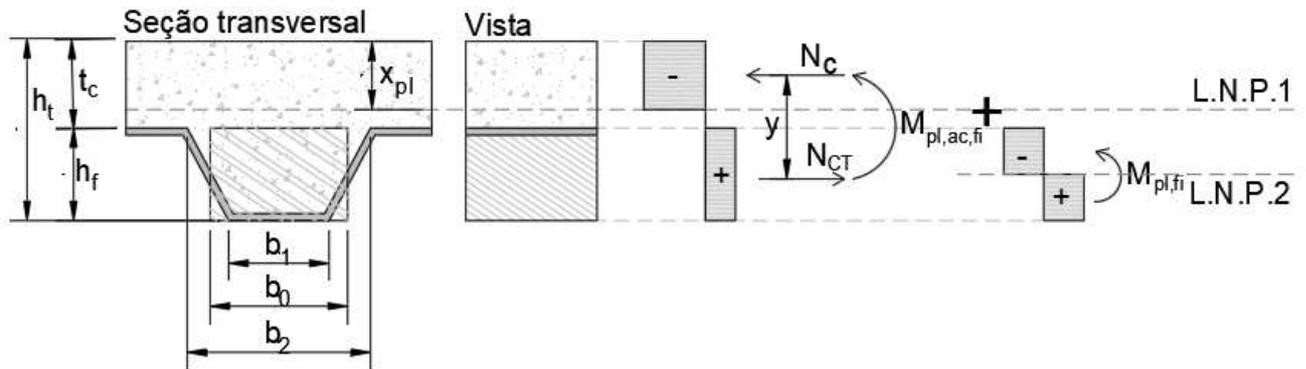


Figura 196 – Momento resistente positivo: sem armaduras (caso I)

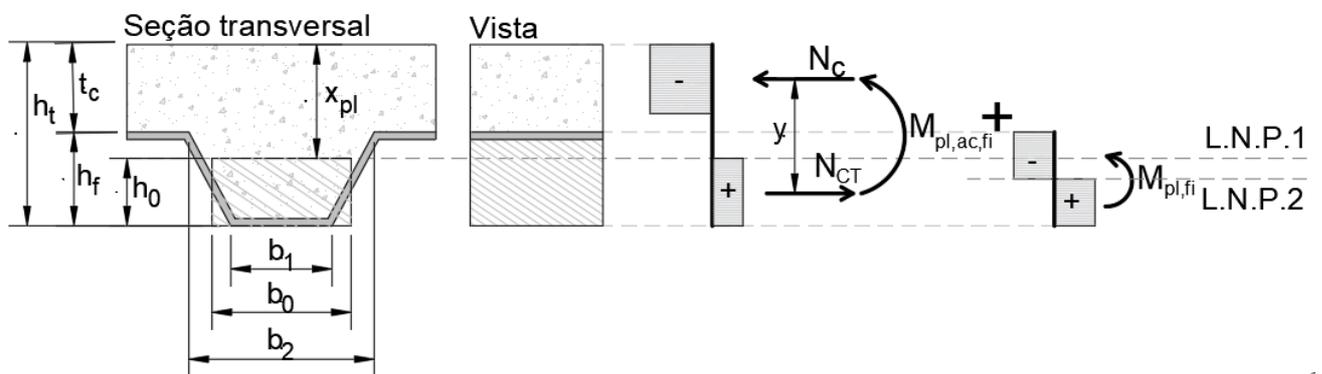


Figura 197 – Momento resistente positivo: sem armaduras (caso II)

A força resistente do concreto à compressão e do concreto à tração são mostrados nas Equações (6) e (7), respectivamente. Em ambos os casos, as resultantes foram multiplicadas pelo fator 0,80, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) e EN 1992 (CEN, 2010), que remete a simplificação do diagrama parábola-retângulo.

$$N_C = 0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b \cdot t_c \text{ [kN]} \quad (6)$$

$$N_{CT} = \eta \cdot 0,8 \cdot f_{ctk} \cdot k_{tc,\theta} \cdot b_0 \cdot h_f \text{ [kN]} \quad (7)$$

Se $N_C > N_{CT}$, a linha neutra recai acima da mesa superior da chapa, podendo ser calculada pela Equação (8). O momento fletor resistente plástico é dado pela Equação (9), sendo a referência a resultante tracionada, mais frágil. A chapa é considerada pelo seu momento de plastificação total, conforme Equação (10). Com a chapa despreendida, o momento resistente positivo da laje é definido pela Equação (11).

$$0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b \cdot x_{pl} = \eta \cdot 0,8 \cdot f_{ctk} \cdot k_{tc,\theta} \cdot b_0 \cdot h_f \quad (8)$$

$$x_{pl} = \frac{N_{CT}}{0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b} \text{ [cm]}$$

$$M_{pl,ac,fi}^+ = N_{CT} \cdot \left(h_t - \frac{h_f}{2} - \frac{x_{pl}}{2} \right) \text{ [kN.cm]} \quad (9)$$

$$M_{pl,F,fi}^+ = z_x \cdot f_{yF,k} \cdot k_{tF,\theta} \text{ [kN.cm]} \quad (10)$$

$$M_{Rd,fi}^+ = M_{pl,ac,fi}^+ + M_{pl,fi}^+ \text{ [kN.cm]} \quad (11)$$

Se $N_C < N_{CT}$, a linha neutra recai abaixo da mesa superior da chapa perfilada. A linha neutra pode ser obtida pela Equação (12) e o momento de plastificação pela (13). Admitindo o momento de plastificação da chapa, mostrado na Equação (10), o momento resistente deste caso pode ser obtido pela Equação (11) anteriormente referida.

$$0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b \cdot t_c = \eta \cdot 0,8 \cdot f_{tk} \cdot k_{tc,\theta} \cdot b_0 \cdot (h_t - x_{pl}) \rightarrow$$

$$x_{pl} = h_t - \frac{N_C}{\eta \cdot 0,8 \cdot f_{tk} \cdot k_{tc,\theta} \cdot b_0} \text{ [cm]} \quad (12)$$

$$M_{pl,ac,fi}^+ = N_{CT} \cdot \left(h_t - \left(\frac{h_t - x_{pl}}{2} \right) - \frac{t_c}{2} \right) \text{ [kN.cm]} \quad (13)$$

b) Apenas armaduras positivas

Na Figura 198 e Figura 199 são mostradas a distribuição plástica das tensões que foram admitidas na proposição das equações do Caso I e II, respectivamente.

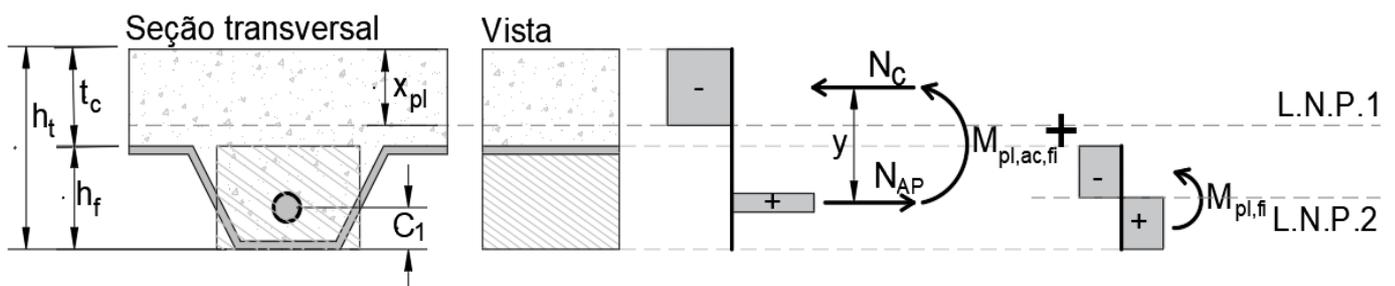


Figura 198 – Momento resistente positivo: armaduras positivas (caso I)

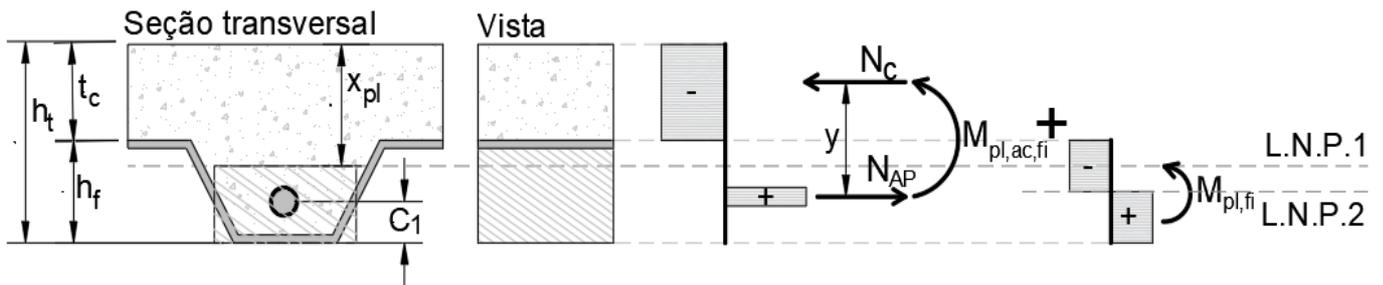


Figura 199 – Momento resistente positivo: armaduras positivas (caso II)

A força última do concreto à compressão e da armadura tracionada são mostrados nas Equações (14) e (15), respectivamente.

$$N_C = 0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b \cdot t_c \text{ [kN]} \quad (14)$$

$$N_{AP} = A_s \cdot f_{yk} \cdot k_{t,\theta} \text{ [kN]} \quad (15)$$

Se $N_C > N_{AP} + N_{CT}$, a linha neutra recai acima da mesa superior da chapa. A altura da linha neutra é obtida pela Equação (16). O momento resistente positivo, definido com base na Equação (14) e (15), está mostrado na Equação (17). Esse momento foi definido em função da N_{AP} , que numericamente mostrou ser a parcela mais frágil da seção nesse caso. Adicionando a parcela resistiva da chapa, definido na Equação (10), o momento resistente positivo é obtido pelo mesmo critério da Equação (11).

$$0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b \cdot x_{pl} = A_s \cdot f_{yk} \cdot k_{t,\theta} + \eta \cdot 0,8 \cdot f_{ctk} \cdot k_{tc,\theta} \cdot b_0 \cdot h_f \quad (16)$$

$$x_{pl} = \frac{A_s \cdot f_{yk} \cdot k_{t,\theta} + \eta \cdot 0,8 \cdot f_{ctk} \cdot k_{tc,\theta} \cdot b_0 \cdot h_f}{b \cdot 0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta}} \text{ [cm]}$$

$$M_{pl,ac,fi}^+ = N_{AP} \cdot \left(h_t - C_1 - \frac{x_{pl}}{2} \right) + N_{CT} \cdot \left(h_t - \frac{h_f}{2} - \frac{x_{pl}}{2} \right) \text{ [kN.cm]} \quad (17)$$

Se $N_C < N_{AP} + N_{CT}$, a linha neutra recai abaixo da mesa superior da chapa. O momento resistente é dado na Equação (18). Adicionando a parcela relativa à chapa, pela Equação (10), o momento resistente positivo é obtido pela Equação (11).

$$M_{pl,ac,fi}^+ = N_{AP} \cdot \left(h_t - C_1 - \frac{t_c}{2} \right) = A_s \cdot f_{yk} \cdot k_{t,\theta} \cdot \left(h_t - C_1 - \frac{t_c}{2} \right) \text{ [kN.cm]} \quad (18)$$

5.1.2 Momento resistente negativo

a) Apenas armaduras negativas

Na Figura 200 e Figura 201 são mostradas a distribuição plástica das tensões que foram admitidas na proposição das equações do Caso I e II, respectivamente.

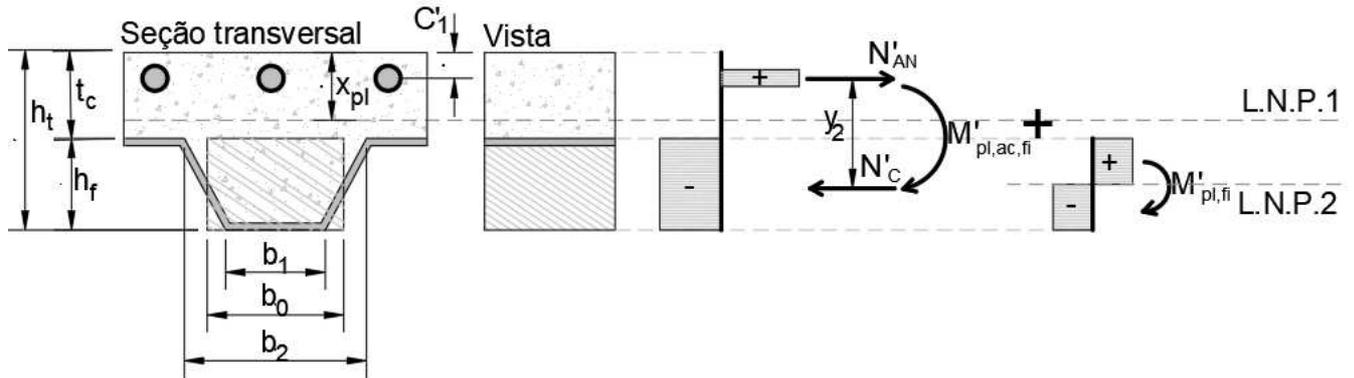


Figura 200 – Momento resistente negativo: armaduras negativas (caso I)

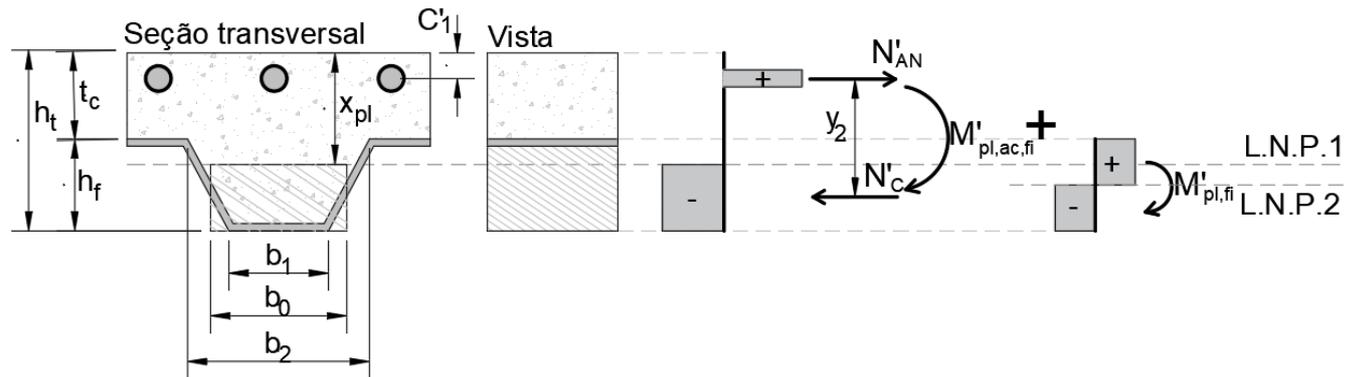


Figura 201 – Momento resistente negativo: armaduras negativas (caso II)

A força resultante relativa as barras negativas (N'_{AN}) tracionadas e ao concreto (N'_C) comprimido está mostrado na Equação (19) e (20), respectivamente. A área de concreto foi tratada pela equivalente circunscrita, representativa da parte compreendida na nervura, sendo η o número de nervuras na largura de 1,0 m da laje e b_0 conforme a Equação (21).

$$N'_{AN} = A'_s \cdot f_{yk} \cdot k_{t,\theta} \quad [\text{kN}] \quad (19)$$

$$N'_C = 0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b_0 \cdot h_f \cdot \eta \quad [\text{kN}] \quad (20)$$

$$b_0 = \frac{b_1 + b_2}{2} \quad [\text{cm}] \quad (21)$$

Se $N'_{AN} > N'_C$, a linha neutra recai acima da mesa superior da chapa. Sem admitir a contribuição da chapa, o momento de plastificação é dado pela Equação (22). A contribuição da chapa e o momento negativo é obtido pela Equação (10) e (11).

$$M'_{pl,ac,fi}^- = N'_C \cdot \left(h_t - C'_1 - \frac{h_f}{2} \right) \quad [\text{kN} \cdot \text{cm}] \quad (22)$$

Se $N'_{AN} < N'_C$, a linha neutra recai abaixo da mesa superior da chapa. Com base na Equação (23), a linha neutra está na Equação (24). O momento resistente negativo da seção é dado pela (25). O momento resistente negativo é calculado pelas Equações (10) e (11) já mostradas.

$$N'_{AN} = N'_C \quad (23)$$

$$A'_s \cdot f_{yk} \cdot k_{t,\theta} = \eta \cdot 0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b_0 \cdot (h_t - x_{pl}) \rightarrow$$

$$x_{pl} = h_t - \frac{N'_{AN}}{\eta \cdot 0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b_0} \quad [\text{cm}] \quad (24)$$

$$M'_{pl,ac,fi}^- = N'_{AN} \cdot \left(h_t - \frac{h_0}{2} - C'_1 \right) \quad [\text{kN} \cdot \text{cm}] \quad (25)$$

Sendo:

$$h_0 = h_t - x_{pl} \quad (26)$$

b) Armaduras positivas e negativas

Na Figura 202 e Figura 203 são mostradas a distribuição plástica das tensões que foram admitidas na proposição das equações do Caso I e II, respectivamente.

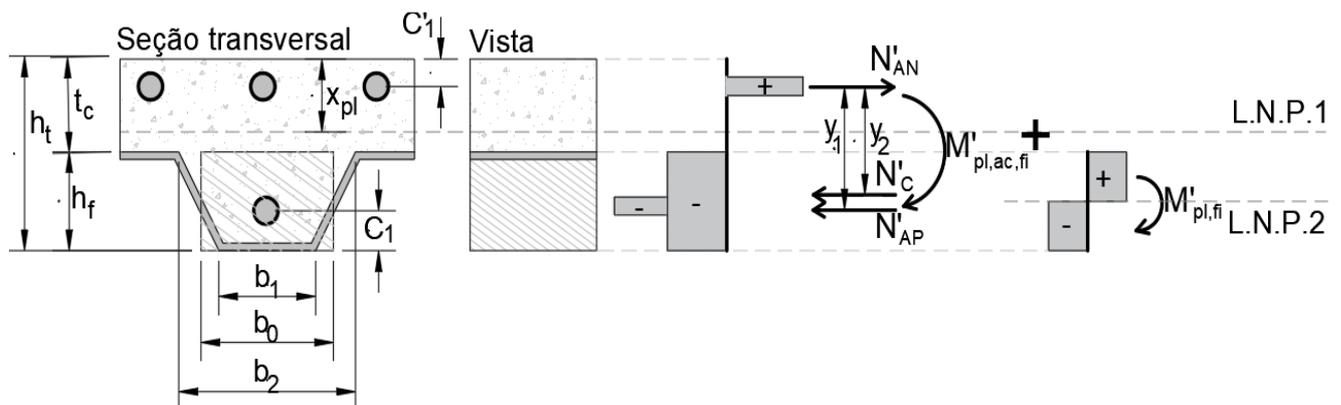


Figura 202 – Momento resistente negativo: armaduras positivas e negativas (I)

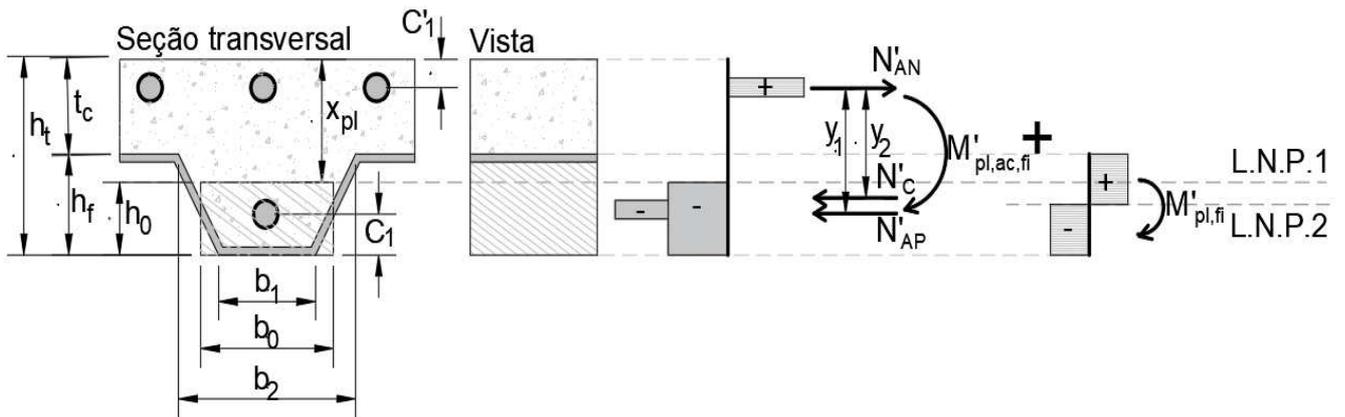


Figura 203 – Momento resistente negativo: armaduras positivas e negativas (II)

Nesse caso, as armaduras positivas são submetidas à esforços de compressão. Logo, convém usar os parâmetros mecânicos coerentes a este esforço, como mostrado na Figura 77. A parcela relativa as armaduras negativas (N'_{AN}) tracionadas e concreto (N'_C) comprimido são análogos ao mostrado nas Equações (19) e (20).

$$N'_{AP} = A_s \cdot f_{yk} \cdot k_{c,\theta} \text{ [kN]} \quad (27)$$

Se $N'_{AN} > N'_C + N'_{AP}$, a linha neutra recai acima da mesa superior da chapa. Com o equilíbrio destes esforços, obtêm-se o momento de plastificação da seção, conforme a Equação (28). A equação foi concebida em função de N'_C e N'_{AP} , que, no presente caso, trata-se da parcela mais afetada às altas temperaturas na seção.

$$M'_{pl,ac,fi} = N'_C \cdot \left(h_t - \frac{h_f}{2} - C'_1 \right) + N'_{AP} \cdot (h_t - C_1 - C'_1) \text{ [kN.cm]} \quad (28)$$

Se $N'_{AN} < N'_C + N'_{AP}$, a linha neutra recai abaixo da mesa superior da chapa. Com base na Equação (29), a posição da linha neutra é dada na Equação (30). O momento de plastificação da seção é obtido pela Equação (31). A Equação (32) a complementa, sendo ela a distância da superfície superior ao baricentro das resultantes N'_C e N'_{AP} .

$$N'_{AN} = N'_C + N'_{AP} \text{ [kN]} \quad (29)$$

$$N'_{AN} = 0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b_0 \cdot (h_t - x_{pl}) \cdot \eta + N'_{AP} \text{ [kN]} \quad (30)$$

$$x_{pl} = h_t - \frac{N'_{AN} - N'_{AP}}{0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b_0 \cdot \eta} \text{ [cm]}$$

$$M'_{pl,ac,fi} = N'_{AN} \cdot (h_a - C'_1) \text{ [kN. cm]} \quad (31)$$

$$h_a = \frac{\left(h_t - \frac{h_f}{2}\right) + (h_t - C'_1)}{2} \text{ [cm]} \quad (32)$$

O momento resistente negativo de projeto pode ser tomado pela Equação (11).

5.1.3 Considerações parciais

As formulações de momento fletores positivos e negativos apresentadas buscam o ajuste dos procedimentos simplificados estabelecidos na EN 1994-1.2 e NBR 14323 ao cálculo de lajes mistas em altas temperaturas, especificadamente o constante no item 4.3.1 e C.2.1.3 destas normas regulamentadoras, respectivamente. Ambas admitem que o comportamento estrutural misto é preservado ao incêndio, o que diverge do percebido neste estudo. O desprendimento da chapa do concreto é precoce e se desenvolve nos instantes iniciais da exposição ao fogo destas lajes, fazendo com que ambos os materiais não atuem solidariamente. Não há uma integração mecânica efetiva entre eles, é parcial, o que descaracteriza o comportamento estrutural misto. A manifestação anula o princípio de cálculo atualmente praticado pelas normas regulamentadoras em questão. Portanto, entende-se que ajustes devem ser feitos no sentido de incorporar este princípio e ajustar as formulações normativas por novas expressões algébricas.

Portanto, as equações propostas na tese buscaram associar tal hipótese. Porém, o mecanismo de membrana não foi incorporado. Para que isso seja viabilizado, deve-se realizar estudos mais aprofundados e que se dediquem exclusivamente para este feito, o que foge do escopo e objetivo deste estudo. Haja vista a complexidade deste fenômeno e das inúmeras variáveis inerentes, a proposição de uma formulação algébrica de cálculo que o considere exige procedimentos também complexos, descaracterizando a premissa normativa de oferecer um método simplificado de projeto.

Entende-se que o ajuste das formulações de cálculo aqui apresentadas em função da incorporação do efeito de membrana pode ser tratado como sugestão de trabalhos futuros, ou até mesmo derivar um outro método de cálculo, mais avançado.

5.2 Temperaturas na seção em caso de incêndio

As expressões algébricas para a determinação das temperaturas na seção da laje são apresentadas a seguir. Os critérios empregados para definição destas temperaturas foram mostrados na Figura 139, que subsidiou a metodologia implantada para tanto.

5.2.1 Temperaturas na chapa perfilada

Segundo a Figura 163, propõe-se que a temperatura da chapa perfilada de seção trapezoidal, com altura h_f de 59mm seja dado pela Equação (33). A espessura da chapa mostrou pouca influência. Portanto, é possível mostrar a solução em uma equação única, sendo t o tempo em minutos. Essa equação foi tomada com base na temperatura média, mostrada na Figura 163. A Equação (34) é referente a chapa com altura h_f de 75mm.

$$T_f = 10^{-6} \cdot t^4 + 8 \cdot 10^{-4} \cdot t^3 - 0,18 \cdot t^2 + 18,9 \cdot t + 80,8 \text{ [}^\circ\text{C]}, \text{ para } t \geq 30 \text{ min} \quad (33)$$

$$T_f = -5 \cdot 10^{-6} \cdot t^4 + 2,4 \cdot 10^{-3} \cdot t^3 - 0,40 \cdot t^2 + 30 \cdot t + 30,2 \text{ [}^\circ\text{C]}, \text{ para } t \geq 30 \text{ min} \quad (34)$$

5.2.2 Temperaturas no concreto

- Com $h_f = 59\text{mm}$ (ver a convenção da Figura 137)

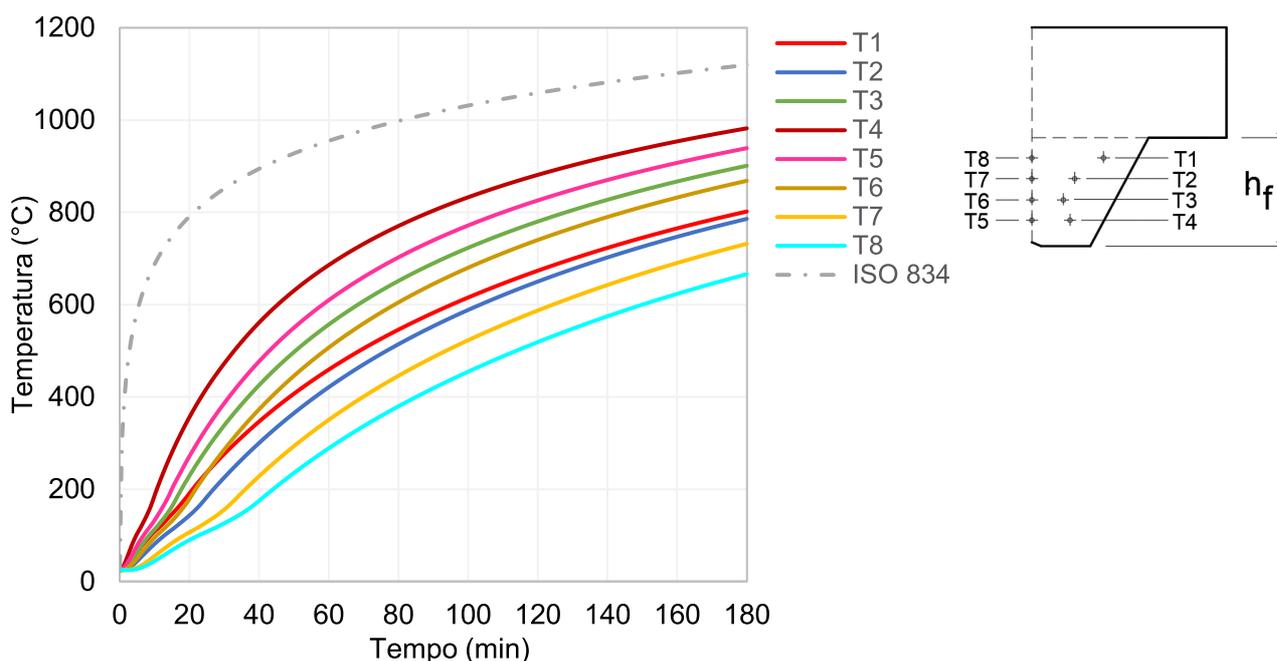


Figura 204 – Temperatura no concreto na nervura, laje com $h_f = 59\text{mm}$

$$T_1 = -0,02.t^2 + 8.t + 44,1 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (35)$$

$$T_2 = -0,02.t^2 + 7,8.t + 11,3 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (36)$$

$$T_3 = -0,03.t^2 + 9,9.t + 47 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (37)$$

$$T_4 = 3.10^{-4}.t^3 - 0,12.t^2 + 17.t + 42,4 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (38)$$

$$T_5 = 2.10^{-4}.t^3 - 0,09.t^2 + 14,8.t + 10 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (39)$$

$$T_6 = -0,03.t^2 + 9,4.t + 21 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (40)$$

$$T_7 = -0,015.t^2 + 6,8.t - 12,9 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (41)$$

$$T_8 = -0,01.t^2 + 5,7.t - 15 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (42)$$

A temperatura média do concreto (abaixo do alinhamento da mesa superior da chapa), a ser utilizada no cálculo do momento resistente, será aquela obtida na Equação (43) ou resumidamente pela Equação (44), sendo t o tempo requerido (em minutos).

$$T_{Ci} = \frac{2.(T_1 + T_2 + T_3 + T_4) + T_5 + T_6 + T_7 + T_8}{12} \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (43)$$

$$T_{Ci} = 6,7.10^{-2}.t^3 - 4,3.10^{-2}.t^2 + 10,175.t + 24,4 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (44)$$

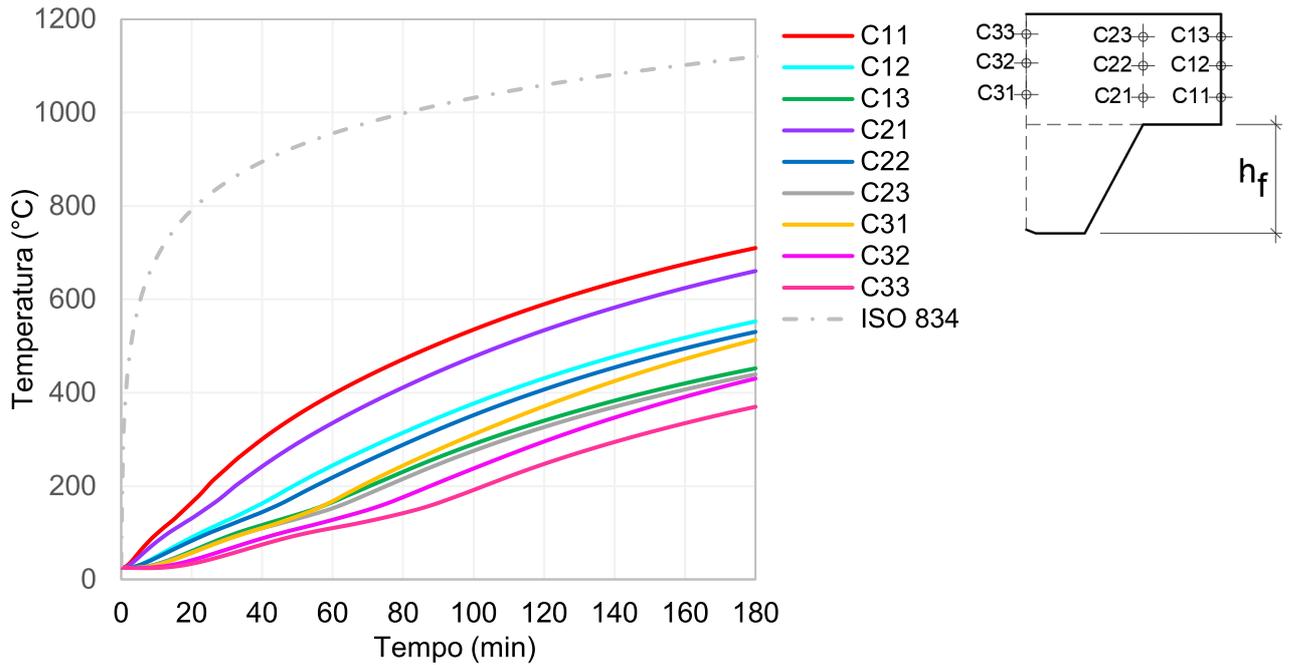


Figura 205 – Temperatura no concreto acima na nervura, laje com $h_f = 59\text{mm}$

$$C_{11} = -1,8 \cdot 10^{-2} \cdot t^2 + 6,8 \cdot t + 40,1 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (45)$$

$$C_{12} = -7,9 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 + 4,5 \cdot t + 4,3 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (46)$$

$$C_{13} = -3,2 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 + 3,1 \cdot t + 0,8 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (47)$$

$$C_{21} = -1,3 \cdot 10^{-2} \cdot t^2 + 5,9 \cdot t + 22,7 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (48)$$

$$C_{22} = -5,8 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 + 4 \cdot t + 3,7 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (49)$$

$$C_{23} = -2 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 + 2,9 \cdot t + 2,2 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (50)$$

$$C_{31} = -1,4 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 + 3,2 \cdot t - 5,4 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (51)$$

$$C_{32} = -2,1 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 + 2,1 \cdot t + 2,7 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (52)$$

$$C_{33} = -3,1 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 + 1,5 \cdot t + 7,6 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (53)$$

A temperatura média do concreto a ser utilizada no cálculo do momento resistente, será aquela obtida na Equação (54), ou pela (55), sendo t o tempo requerido (em min).

$$T_{Cs} = \frac{C_{11} + C_{12} + C_{13} + C_{21} + C_{22} + C_{23} + C_{31} + C_{32} + C_{33}}{9} \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (54)$$

$$T_{Cs} = -2,87 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 + 3,78 \cdot t + 8,74 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (55)$$

- Com $h_f = 75\text{mm}$ (ver a convenção da Figura 137)

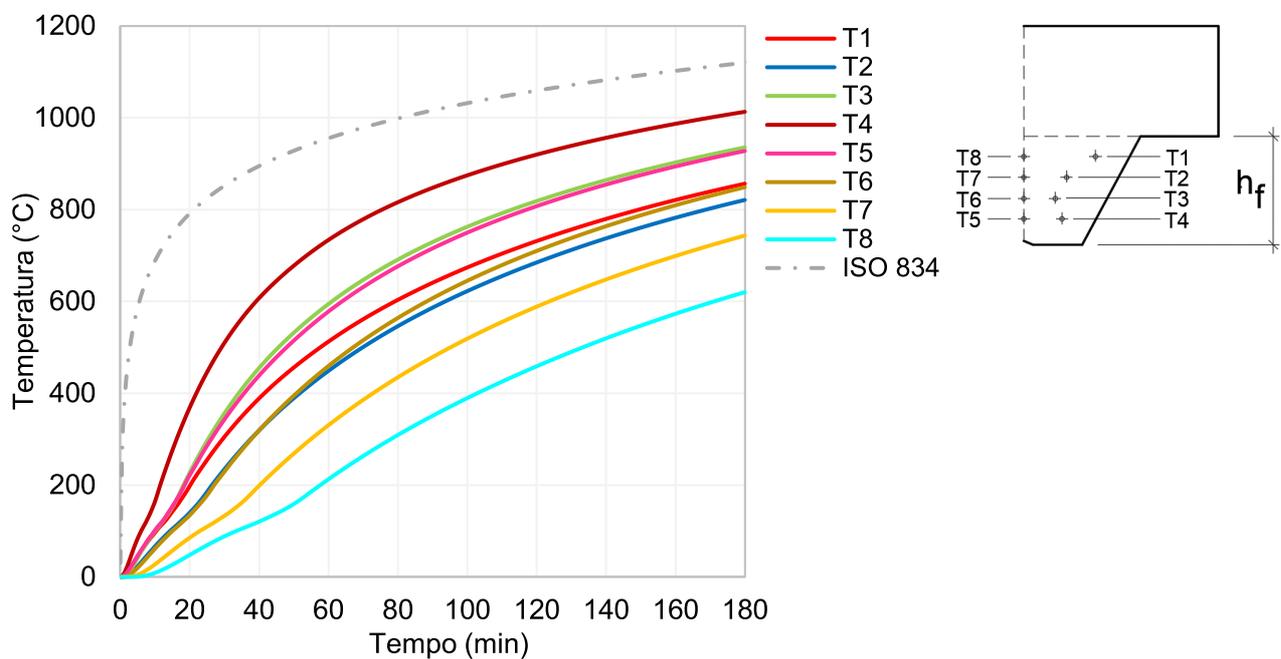


Figura 206 – Temperatura no concreto na nervura, laje com $h_f = 75\text{mm}$

$$T_1 = 2 \cdot 10^{-4} \cdot t^3 - 0,07 \cdot t^2 + 12,5 \cdot t - 13,6 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (56)$$

$$T_2 = 8 \cdot 10^{-5} \cdot t^3 - 0,05 \cdot t^2 + 10,3 \cdot t - 26,2 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (57)$$

$$T_3 = 2 \cdot 10^{-4} \cdot t^3 - 0,09 \cdot t^2 + 15,1 \cdot t - 26,4 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (58)$$

$$T_4 = 4 \cdot 10^{-4} \cdot t^3 - 0,15 \cdot t^2 + 19,8 \cdot t + 6,7 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (59)$$

$$T_5 = 2 \cdot 10^{-4} \cdot t^3 - 0,086 \cdot t^2 + 14,4 \cdot t - 21,3 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (60)$$

$$T_6 = -0,025 \cdot t^2 + 9,2 \cdot t - 16,6 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (61)$$

$$T_7 = -0,015 \cdot t^2 + 6,9 \cdot t - 37,3 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (62)$$

$$T_8 = -5 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 + 4,7 \cdot t - 36,5 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (63)$$

A temperatura média do concreto (abaixo do alinhamento da mesa superior da chapa), a ser utilizada no cálculo do momento resistente, será aquela obtida na Equação (64) ou resumidamente pela Equação (65), sendo t o tempo requerido (em minutos).

$$T_{Ci} = \frac{2 \cdot (T_1 + T_2 + T_3 + T_4) + T_5 + T_6 + T_7 + T_8}{12} \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (64)$$

$$T_{Ci} = 1,6 \cdot 10^{-4} \cdot t^3 - 7,1 \cdot 10^{-2} \cdot t^2 + 12,55 \cdot t - 19,22 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (65)$$

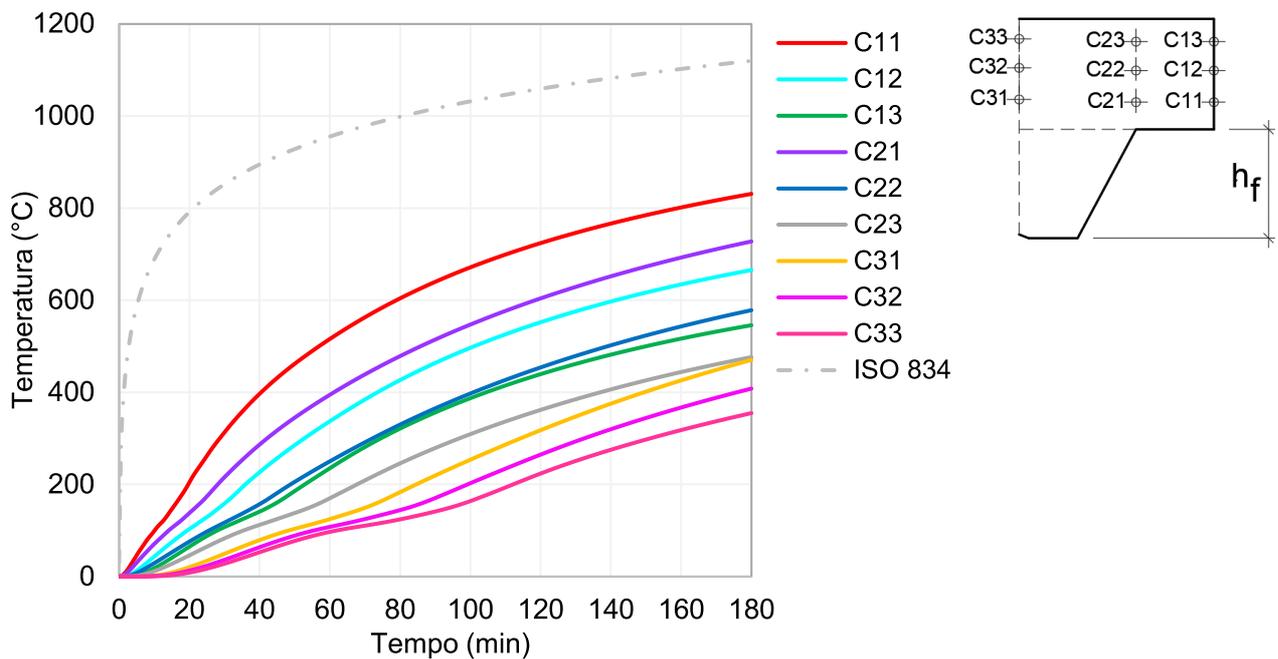


Figura 207 – Temperatura no concreto acima na nervura, laje com $h_f = 75\text{mm}$

$$C_{11} = 2 \cdot 10^{-4} \cdot t^3 - 7,6 \cdot 10^{-2} \cdot t^2 + 12,7 \cdot t - 13,2 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (66)$$

$$C_{12} = -1,7 \cdot 10^{-2} \cdot t^2 + 6,9 \cdot t - 19,5 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (67)$$

$$C_{13} = -1,1 \cdot 10^{-2} \cdot t^2 + 5,1 \cdot t - 29,7 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (68)$$

$$C_{21} = -2,0 \cdot 10^{-2} \cdot t^2 + 7,5 \cdot t + 4,3 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (69)$$

$$C_{22} = -9,9 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 + 5,2 \cdot t - 19,9 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (70)$$

$$C_{23} = -5,1 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 + 3,7 \cdot t - 23 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (71)$$

$$C_{31} = 1,9 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 + 2,5 \cdot t - 22,4 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (72)$$

$$C_{32} = 3,3 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 + 1,88 \cdot t - 16,7 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (73)$$

$$C_{33} = 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 + 1,5 \cdot t - 13,1 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (74)$$

A temperatura média do concreto (acima do alinhamento da mesa superior da chapa), a ser utilizada no cálculo do momento resistente, será aquela obtida na Equação (54), ou simplificada pela (55), sendo t o tempo requerido (em minutos).

$$T_{Cs} = \frac{C_{11} + C_{12} + C_{13} + C_{21} + C_{22} + C_{23} + C_{31} + C_{32} + C_{33}}{9} \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (75)$$

$$T_{Cs} = 2,2 \cdot 10^{-5} \cdot t^3 - 1,4 \cdot 10^{-2} \cdot t^2 + 5,2 \cdot t - 17 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (76)$$

5.2.3 Temperaturas nas armaduras positivas

- Com $h_f = 59\text{mm}$ (ver a convenção da Figura 137)

$$T_{\text{arm},1} = 2 \cdot 10^{-4} \cdot t^3 - 0,095 \cdot t^2 + 14,8 \cdot t - 10 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (77)$$

$$T_{\text{arm},2} = 1 \cdot 10^{-4} \cdot t^3 - 0,06 \cdot t^2 + 11,7 \cdot t - 11,3 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (78)$$

$$T_{\text{arm},3} = 4 \cdot 10^{-5} \cdot t^3 - 0,03 \cdot t^2 + 8,9 \cdot t - 14,3 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (79)$$

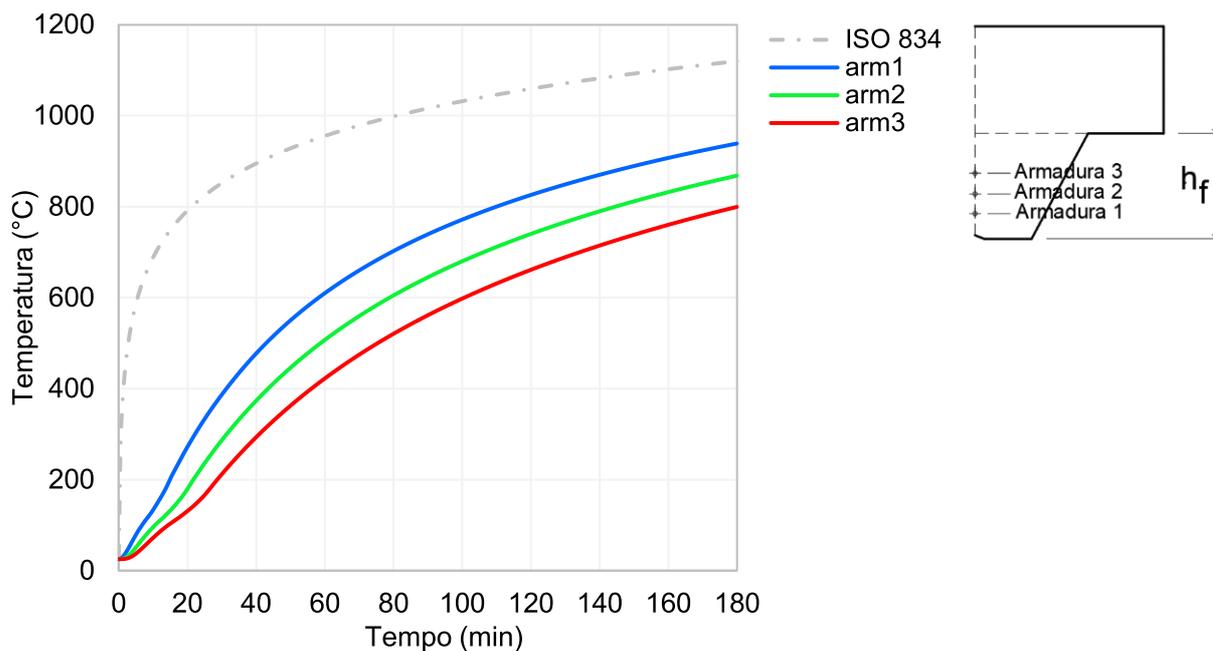


Figura 208 – Temperatura nas armaduras positivas, laje com $h_f = 59\text{mm}$

- Com $h_f = 75\text{mm}$ (ver a convenção da Figura 137)

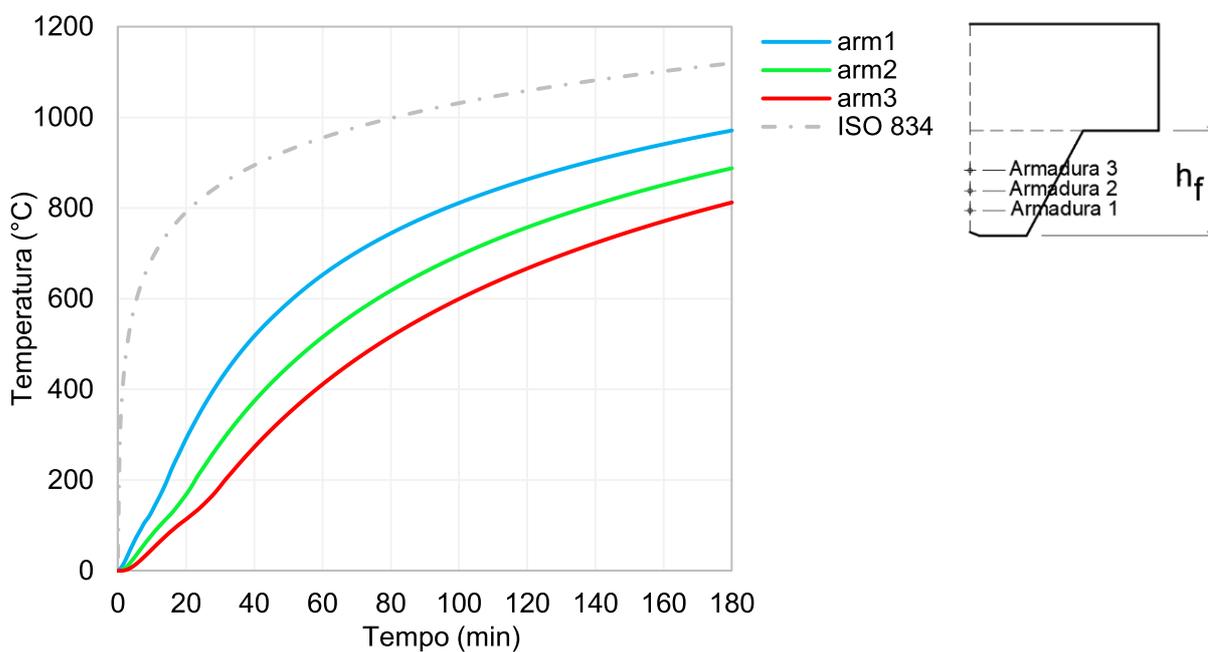


Figura 209 – Temperatura nas armaduras positivas, laje com $h_f = 75\text{mm}$

$$T_{\text{arm},1} = 3 \cdot 10^{-4} \cdot t^3 - 0,12 \cdot t^2 + 16,9 \cdot t - 6,3 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (80)$$

$$T_{\text{arm},2} = 1 \cdot 10^{-4} \cdot t^3 - 6 \cdot 10^{-2} \cdot t^2 + 12,3 \cdot t - 28,7 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (81)$$

$$T_{\text{arm},3} = -2,1 \cdot 10^{-2} \cdot t^2 + 8,4 \cdot t - 27,2 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (82)$$

5.2.4 Temperaturas nas armaduras negativas

O fato do EN 1994-1.2 (CEN, 2011) não apresentar considerações às armaduras negativas motivaram essa discussão. As calibrações experimentais do modelo numérico permitiram, além de validá-lo, extrapolar outras variáveis. Na Figura 210, Figura 211, Figura 212 e Figura 213 apresentam-se as temperaturas nas barras negativas, com espessuras de cobertura C de 10, 20 e 30mm; extraídas das extrapolações numéricas com espessuras da camada de concreto h_c de 40, 50, 60 e 70mm. Entendeu-se que, acima dos 70mm, pelo fato dessas barras não serem influenciadas pela temperatura (i.e., não atingem a temperatura crítica de 500°C), as análises para espessuras maiores do que esta são desnecessárias. Visando compreender o efeito das temperaturas na chapa de $h_f=75\text{mm}$, percebeu-se que as barras inseridas na seção B, para a parcela de menor espessura h_c permitida por norma, igual a 40mm, já há a proteção das barras, conforme a Figura 216.

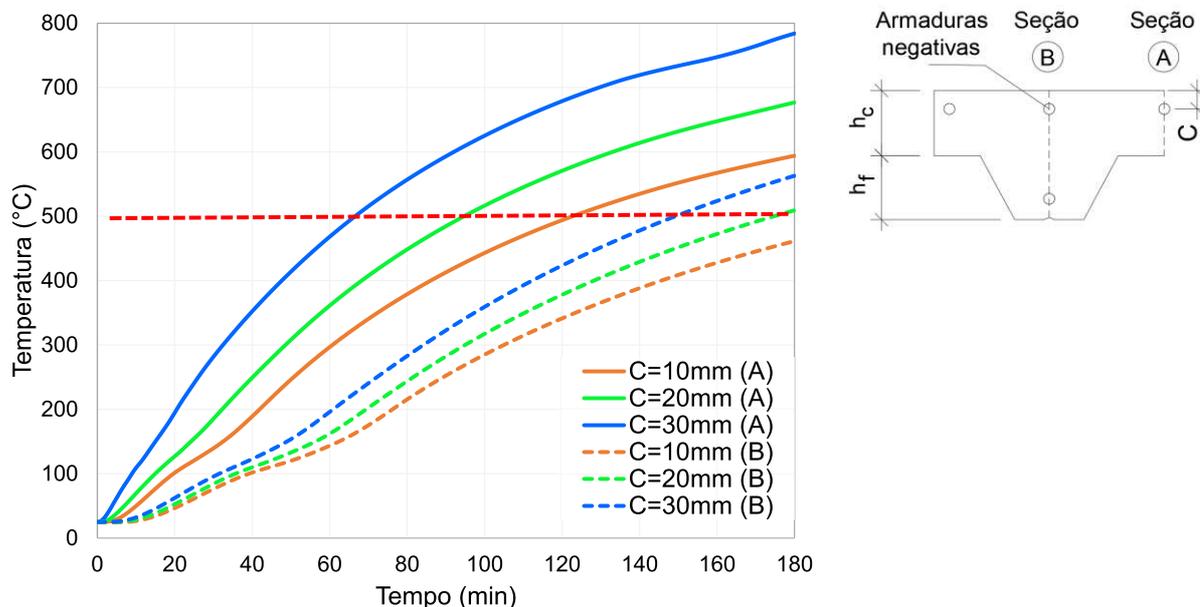


Figura 210 – Temperatura nas armaduras negativas, $h_c=40\text{mm}$ e $h_f=59\text{mm}$

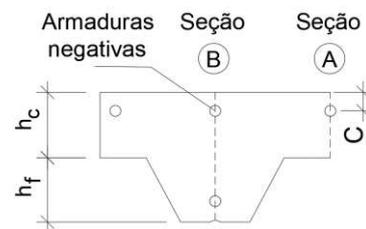
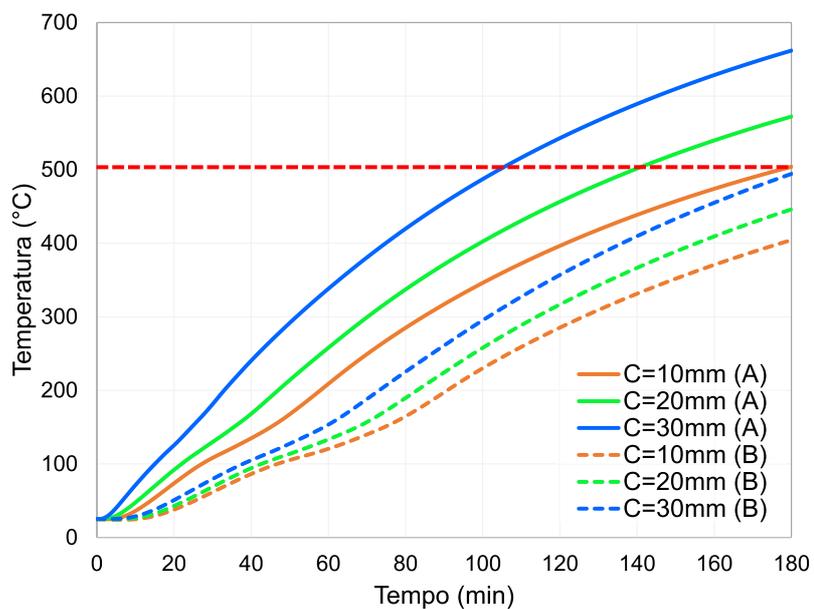


Figura 211 – Temperatura nas armaduras negativas, $h_c=50\text{mm}$ e $h_f=59\text{mm}$

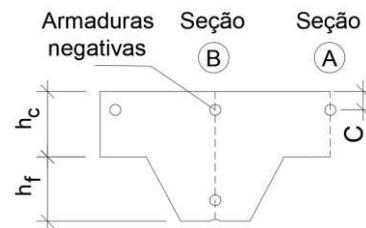
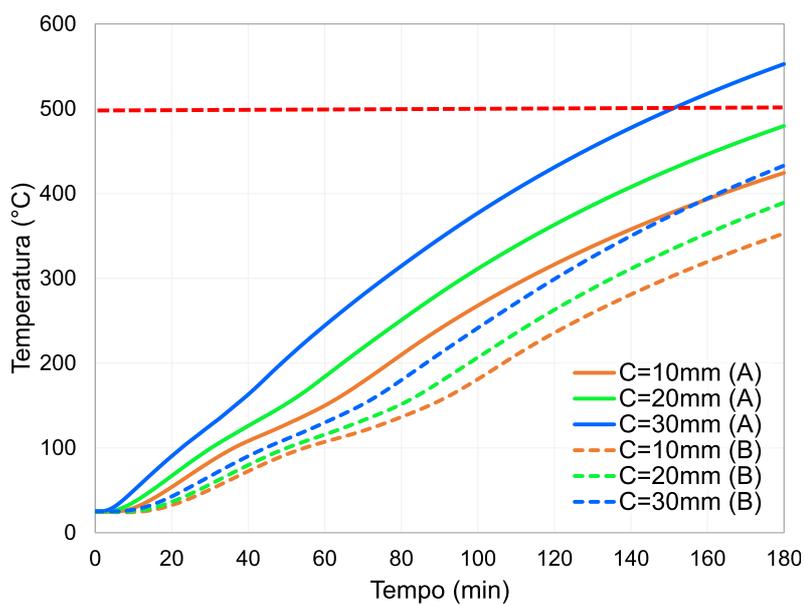


Figura 212 – Temperatura nas armaduras negativas, $h_c=60\text{mm}$ e $h_f=59\text{mm}$

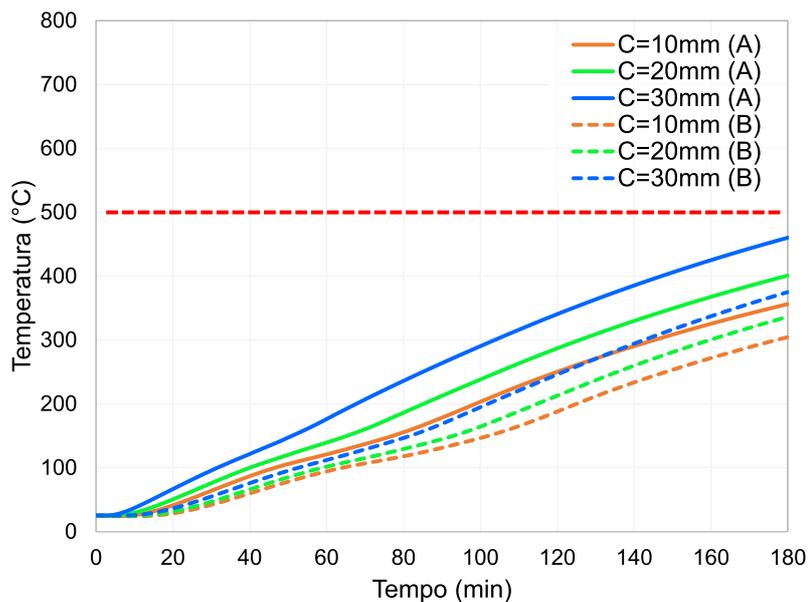


Figura 213 – Temperatura nas armaduras negativas, $h_c=70\text{mm}$ e $h_f=59\text{mm}$

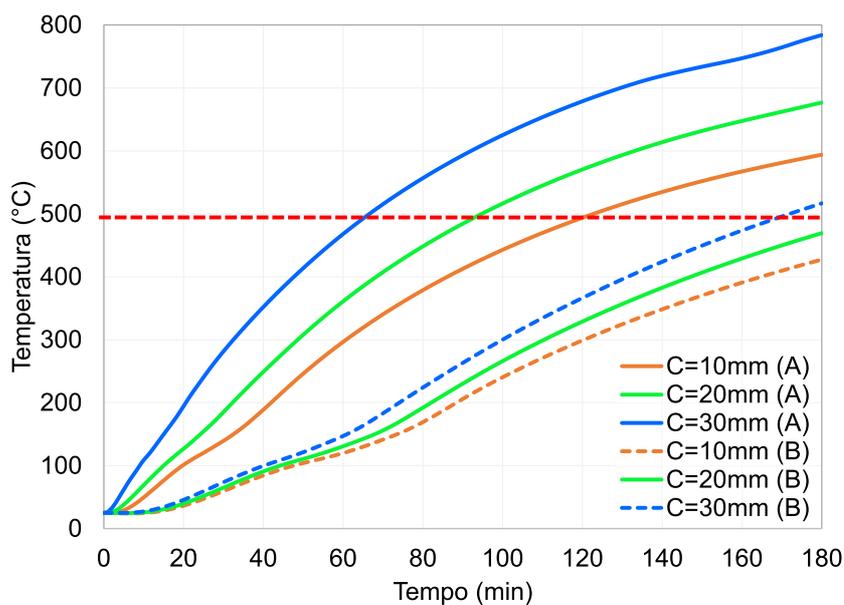


Figura 214 – Temperatura nas armaduras negativas, $h_c=40\text{mm}$ e $h_f=75\text{mm}$

As temperaturas das barras negativas são influenciadas pela posição na qual elas se encontram. As armaduras posicionadas na projeção da mesa superior da chapa, ou seja, no alinhamento A da seção, mostram temperaturas maiores em relação as barras que estão posicionadas na projeção da mesa inferior, ou seja, alinhamento B da seção. Logo, considerar o posicionamento da barra para essa verificação é fundamental, fato que atualmente não é referenciado no Anexo D do EN 1994-1.2 (CEN, 2011).

Visando estabelecer uma lei que permita representar essa condição de exposição, propõe-se, na Equação (83), um procedimento para verificação de se admitir – ou não – o efeito das altas temperaturas nessas armaduras. Com a determinação do fator C_f , é possível compreender se existe uma proteção térmica das armaduras pelo concreto. A Figura 217 dá suporte a Equação (83). Os valores devem ser inseridos em mm.

$$C_f = 0,32 \cdot (t_c - c) \cdot \eta \cdot k_f \cdot t_c^{\left(\frac{k_f}{\eta+20}\right)} \geq 1,0; \text{ para } t_c \geq 40\text{mm} \quad (83)$$

Sendo:

$$k_f = \begin{cases} 2,0 & \text{para TRF 60 minutos} \\ 1,6 & \text{para TRF 90 minutos} \\ 1,3 & \text{para TRF 120 minutos} \\ 1,0 & \text{para TRF 180 minutos} \end{cases} \quad \eta = \begin{cases} 0,90 & \text{para região A} \\ \frac{h_f}{2,62} & \text{para região B} \end{cases}$$

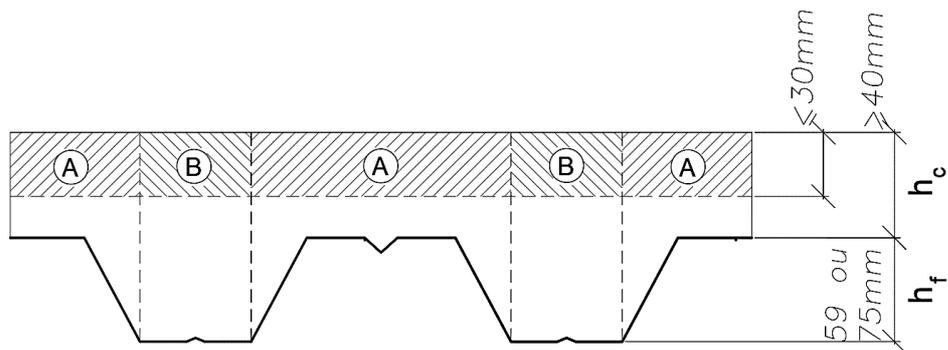


Figura 215 – Referência para determinação do fator C_f

A equação é válida para $h_c \geq 40\text{mm}$, a exemplo do critério de D.4 do EN 1994-1.2 (CEN, 2011) ao isolamento térmico. A Equação (83) foi validada nas duas chapas trapezoidais disponíveis no Brasil, com $h_f=59\text{mm}$ e $h_f=75\text{mm}$. A espessura máxima de cobertura (C) admitida, a contar da superfície superior da laje, foi 30mm.

Se satisfeita ($C_f \geq 1,0$), o efeito da temperatura nas armaduras negativas pode ser desprezado e sua resistência ao incêndio pode ser usada igual à temperatura ambiente. Do contrário, deve ser feita uma análise específica para a obtenção da distribuição de temperatura nas mesmas. A equação que é proposta surge como alternativa ao texto do EN 1994-1.2 (CEN, 2011), que não faz menção às armaduras negativas.

Para embasar a Equação (83) proposta nessa tese, foram propostos 3 exemplos práticos. Esses exemplos estão apresentados na Tabela 31. Nota-se que, nos Casos 1 e 3, as armaduras negativas poderiam ser empregadas no cálculo estando a temperatura

ambiente. Já no Caso 2, trata-se de uma má posição para as mesmas, e o efeito das temperaturas não poderia ser desprezado.

Tabela 31 – Exemplo de aplicação do fator C_f

<p>Caso 1: Laje com $h_c = 40\text{mm}$; $h_f = 59\text{mm}$; $C=10\text{mm}$; $\text{TRRF}=120\text{ min}$; armaduras na região A</p> $C_f = 0,32 \cdot (4\text{cm} - 1\text{cm}) \cdot 0,90 \cdot 1,30 \cdot 4\text{cm}^{\left(\frac{1,30}{0,90+20}\right)} = 1,220 > 1,0$
<p>Caso 2: Laje com $h_c = 50\text{mm}$; $h_f = 59\text{mm}$; $C=30\text{mm}$; $\text{TRRF}=120\text{ min}$; Armaduras na região A</p> $C_f = 0,32 \cdot (5\text{cm} - 3\text{cm}) \cdot 0,90 \cdot 1,30 \cdot 5\text{cm}^{\left(\frac{1,30}{0,90+20}\right)} = 0,827 < 1,0$
<p>Caso 3: Laje com $h_c = 60\text{mm}$; $h_f = 59\text{mm}$; $C=30\text{mm}$; $\text{TRRF}=180\text{ min}$; Armaduras na região B</p> $C_f = 0,32 \cdot (6\text{cm} - 3\text{cm}) \cdot 2,95 \cdot 1,0 \cdot 6\text{cm}^{\left(\frac{1,0}{2,95+20}\right)} = 3,06 > 1,0; \text{ com } \eta = \frac{5,9}{2} = 2,95$

Na Figura 216 estão mostradas as isotermas das lajes com h_f de 59 mm. Para validação da seção com $h_f=75\text{mm}$, a isoterma é apresentada na Figura 217.

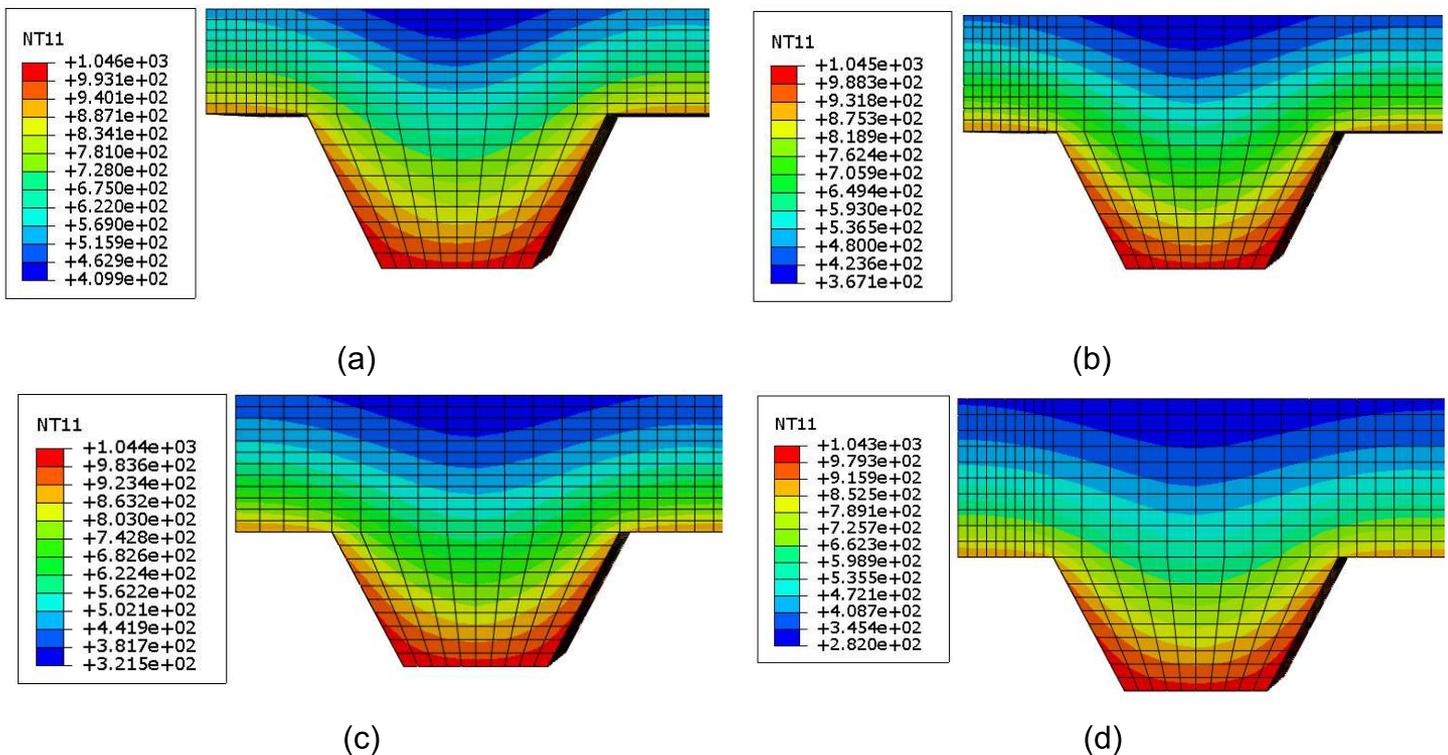


Figura 216 – Isotermas com $h_c =$ (a) 40 (b) 50 (c) 60 e (d) 70mm ($h_f = 59\text{mm}$)

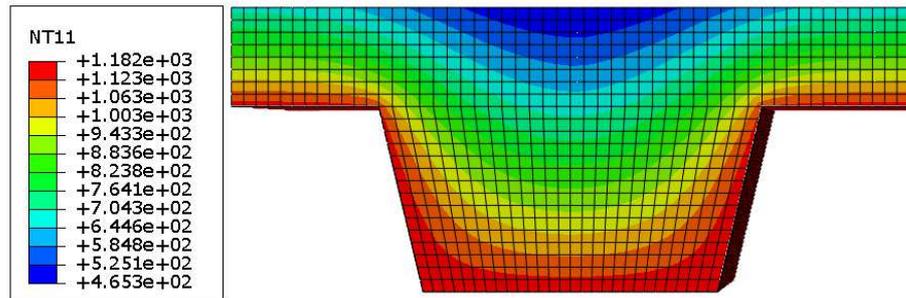


Figura 217 – Isotermas $h_c=40\text{mm}$ ($h_f = 75\text{mm}$)

5.2.5 Isolamento térmico

O item 4.3.2.5 dessa tese já nos mostrou a necessidade de uma revisão do critério estabelecido no EN 1994-1.2 (CEN, 2011) quanto ao parâmetro de isolamento térmico. A Tabela 32 sugere uma alternativa ao EN 1994-1.2 (CEN, 2011), sendo h_3 a espessura do contrapiso, se existir.

Tabela 32 – Proposição: espessura efetiva na resistência ao fogo

Resistência ao fogo padrão (min)	Espessura efetiva mínima: h_{ef} [mm]
I 20	60 - h_3
I 30	70 - h_3
I 45	80 - h_3
I 60	90 - h_3
I 60	100 - h_3
I 90	110 - h_3
I 120	120 - h_3
I 120	130 - h_3
I 150	140 - h_3
I 180	150 - h_3
I 180	160 - h_3
I 240	175 - h_3

Como por exemplo, para que determinada laje mista cumpra com o requisito de isolamento térmico durante 60 min de exposição às altas temperaturas, a sua espessura efetiva mínima deve ser 90 mm. Caso houver uma espessura de contrapiso de 15 mm aplicada na laje, a sua espessura efetiva mínima passa para 75 mm, pois o somatório de ambos iria formar os 90 mm necessários. Para a chapa de $h_f = 59\text{mm}$, a espessura de concreto h_c deve ser o que está apresentado na Equação (84) e (85); i.e., 60 mm. Os valores de l_1 , l_2 e l_3 são calculados conforme o item 4.3.1 da EN 1994-1.2 e se referem a geometria da chapa. Caso seja usado um contrapiso de 15 mm, o valor de h_c será de

45 mm, pois $60 \text{ mm} - 15 \text{ mm} = 45 \text{ mm}$ e o h_{eff} igual a $90 \text{ mm} - 15 \text{ mm} = 75 \text{ mm}$, conforme a Tabela 32.

$$h_{\text{eff}} = h_c + \frac{h_f}{2} \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) = h_c + 0,559 \text{ mm} \cdot \left(\frac{126 \text{ mm} + 84 \text{ mm}}{126 \text{ mm} + 84 \text{ mm}} \right) \quad (84)$$

$$= h_c + 29,5 \text{ mm} \cong h_c + 30 \text{ mm}$$

$$h_c = h_{\text{eff}} - 30 \text{ mm} = 90 \text{ mm} - 30 \text{ mm} = 60 \text{ mm} \quad (85)$$

Tomou-se como referência as seguintes temperaturas limites: a média de 140°C (média entre pontos A e B da Figura 137) ou a pontual de 180°C (pontos A ou B), com a temperatura ambiente de 25°C . Com base nesse critério, se apresenta na Figura 218 as curvas médias entre os pontos A e B. Já na Figura 219, as temperaturas desenvolvidas em cada um destes pontos.

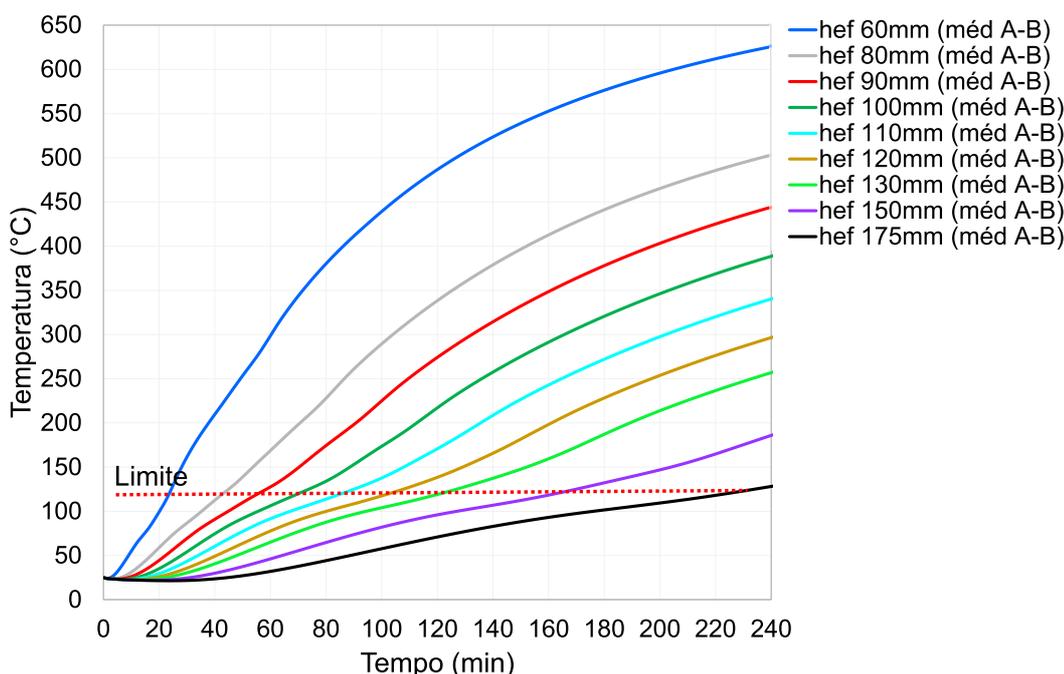
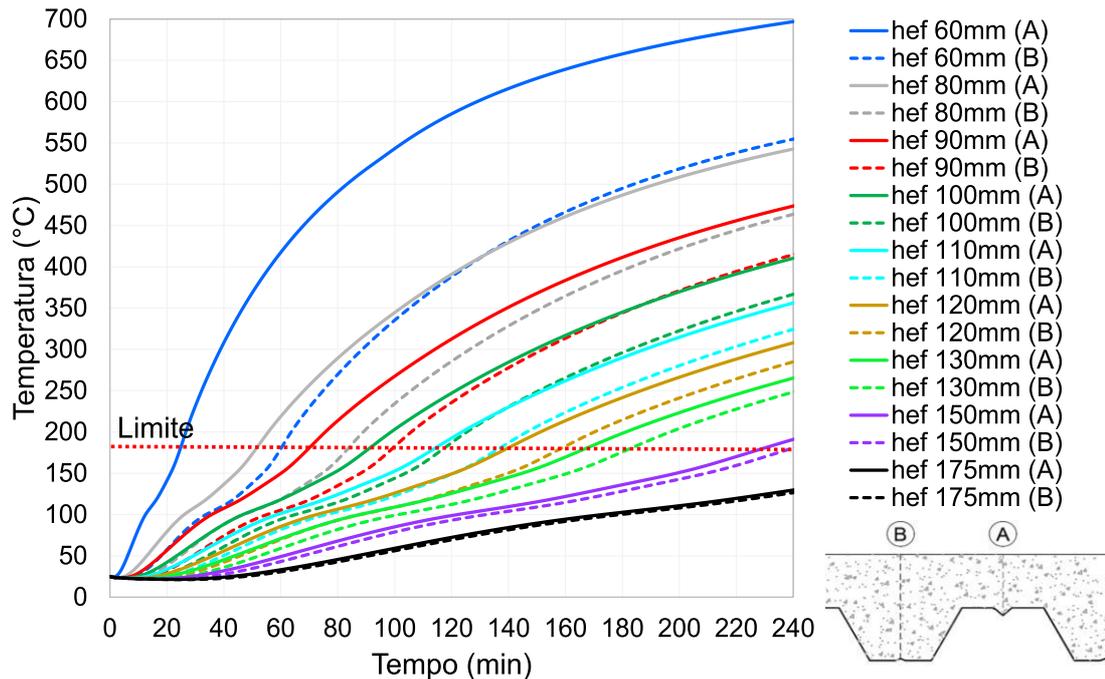


Figura 218 – Isolamento térmico: temperaturas médias (ponto A e B)



5.2.6 Considerações parciais

Sabe-se que a origem do método simplificado de determinação das temperaturas nas lajes mistas do EN 1994-1.2 e NBR 14323 provém do estudo numérico-experimental de Both (1998). As equações propostas pelo autor foram fundamentadas em parâmetros de difusividade térmica diferentes daqueles que atualmente se pratica normativamente. Portanto, tem-se uma incongruência elementar: os parâmetros de condutividade térmica e calor específico que deram origem ao método normativo não são os mesmos que ela considera. Entendeu-se necessário avaliar a magnitude desta divergência, o que inspirou esta investigação numérica e a sugestão de revisão de alguns princípios normativos.

Foram propostas equações de determinação das temperaturas na seção das lajes mistas que, além de suprir a lacuna supracitada, buscaram implementar procedimentos mais simplificados para a definição das temperaturas nas armaduras, chapa e concreto. Inspirou a proposição de um procedimento específico para a verificação das armaduras negativas a negligência normativa a este aspecto. A falta de abordagem da EN 1994-1.2 e NBR 14323 para tais barras presume que elas encontram-se termicamente protegidas, o que não foi constatado nesta tese. Dependendo da geometria empregada para a laje, notou-se que as armaduras negativas eram afetadas pelas temperaturas, influenciando o cálculo do momento resistente negativo e, portanto, a continuidade estrutural destas lajes ao incêndio.

Estima-se que através das equações e procedimentos aqui sugeridos, a definição das temperaturas na seção transversal das lajes mistas possa ser feito de modo efetivo, ágil e contemplando os parâmetros térmicos normativamente praticados.

5.3 Considerações finais

As equações propostas buscaram fornecer um procedimento simplificado para a determinação do momento resistente positivo e negativo das lajes mistas ao incêndo. As equações admitiram a inexistência do comportamento estrutural misto nestas condições, tomando como base as percepções laboratoriais e numéricas deste estudo. Na proposta das equações, optou-se por preservar o fundamento normativo empregado na dedução das formulações atualmente existentes, pois entendeu-se que estas são consagrados.

Já as formulações para a determinação das temperaturas na parcela de concreto, chapa e armaduras destas lajes buscaram apresentar soluções mais simplificadas frente as atualmente disponíveis em norma, bem como suprir a discrepância normativa quanto aos parâmetros térmicos empregados na fundamentação do método atual, extraídos do estudo de Both (1998), que adotou uma filosofia sutilmente distinta.

Estima-se que os métodos propostos sejam suficientes para calcular a resistência ao fogo de lajes mistas para diferentes tempos requeridos.

6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

As principais conclusões do estudo estão apresentadas na sequência, sendo discutidas segundo a fenomenologia inerente.

a) Distribuição de temperaturas na seção

Fez-se um comparativo entre as temperaturas obtidas experimentalmente e numericamente nesta tese com aquelas do Anexo D da EN 1994-1.2 (Eurocode 4). Nas armaduras positivas e chapa, as temperaturas deste estudo foram, em média, até 28,5% e 31,5% menores do que os valores normativos. Neste caso, a norma é a favor da segurança. Para o concreto os resultados foram, em média, 15,9% superiores aos da EN 1994-1.2, indo contra a segurança. A justificativa encontra-se na origem do método da EN 1994-1.2, extraído do estudo de Both (1998), que na sua análise numérica usou parâmetros térmicos diferentes dos praticados pela norma. Logo, há uma incongruência: o método analítico da EN 1994-1.2 foi idealizado com parâmetros térmicos que não são sugeridos pela própria norma. A conclusão se extrapola à NBR 14432, que usa o mesmo critério da EN 1994-1.2.

Essa incongruência também repercutiu nos resultados de isolamento térmico da Tabela D6 do EN 1994-1.2. Os resultados deste estudo sugeriram ajustes a tabela normativa, que se mostrou insegura, sobretudo para espessuras efetivas inferiores a 100 mm. Uma nova tabela foi proposta.

Foi percebido que as armaduras negativas não estão plenamente protegidas, diferentemente do sugerido na EN 1994-1.2. Existe uma posição ótima na seção para que elas estejam termicamente protegidas e isentas dos efeitos das temperaturas. Uma proposição de cálculo foi apresentada nessa tese, por meio da determinação do coeficiente C_f que orienta quanto ao grau de proteção térmica dessas armaduras.

Com o intuito de agilizar o projeto, sugeriu-se um procedimento simplificado para a definição das temperaturas dos elementos que compõem lajes mistas em altas temperaturas. Propuseram-se equações polinomiais para definição das temperaturas na chapa, armaduras positivas e concreto. São equações objetivas, cuja única variável é o tempo requerido de resistência ao fogo pretendido.

b) Distribuição de tensões na laje

O estudo experimental e numérico mostrou a evolução de fissuras no concreto desde os primeiros minutos do aquecimento da laje. As fissuras indicaram a incidência

e evolução de tensões mesmo sob carregamento constante. Aos 20 min de exposição, as temperaturas do ambiente chegaram aos 800 °C, mas na seção não superavam os 250 °C. Essa temperatura não compromete as propriedades mecânicas dos materiais que compõem a laje, mas desencadeia a dilatação térmica não uniforme à ela e origina o efeito *thermal bowing*, responsável pelas tensões e fissuras dos minutos iniciais. As fissuras iniciaram na região da laje adjacente ao apoio intermediário (entre 5 a 8 min) e posteriormente ocorrendo no meio do vão (entre 10 e 12 min).

As fissuras produzidas no alinhamento do apoio intermediário são capazes de comprometer a continuidade estrutural da laje desde o princípio. Mesmo nas lajes em que armaduras negativas foram adotadas houve a fissuração da região. Portanto, as tensões oriundas da dilatação térmica são capazes de comprometer a continuidade estrutural das lajes mistas ao incêndio.

Na região do meio do vão, os efeitos de dilatação térmica tracionam a face não exposta e comprimem a face exposta ao fogo, mesmo estando a laje carregada. É uma espécie de flexão negativa. A justificativa disto é o efeito *thermal bowing*. Todavia, à medida em que a distribuição de temperaturas avança, as propriedades mecânicas dos materiais são afetadas e o efeito *thermal bowing* se perde. Há um instante em que os esforços oriundos do carregamento superam os produzidos pela dilatação térmica e a laje começa a mostrar uma flexão positiva. Os esforços produzidos pela dilatação são anulados, marcando o término do comportamento de membrana. Esse tempo reduz a medida em que o vão e o carregamento da laje aumentam. Para laje com vão de 2,3 m e com 4,0 kN/m² de carregamento, notou-se que até 40 min o efeito *thermal bowing* foi o responsável pelas tensões e as fissuras do concreto, ao passo que após 40 min isso foi atribuído à degradação mecânica dos materiais.

c) O comportamento misto em altas temperaturas

Os ensaios experimentais feitos em altas temperaturas mostraram que ocorre um desprendimento da chapa desde os instantes iniciais de exposição. O fenômeno parece estar atrelado ao aquecimento preliminar da chapa, dilatações térmicas e respectivas consequências provocadas à laje, tal como o efeito *thermal bowing*. A sua dilatação térmica produziu movimentações diferenciais frente ao concreto, induzindo um escorregamento relativo entre ambos pelas tensões de cisalhamento longitudinais. O gradiente térmico entre a superfície exposta e não exposta produziu tensões

diferenciais que deflagraram uma curvatura inversa da laje, contribuindo para a soltura da chapa.

Entende-se que em algum instante o comportamento misto da laje foi perdido, e isso ocorreu antes dos 30 min de exposição. A temperatura foi o fator mais influente no processo. O carregamento aplicado, vão e disposição das armaduras na seção não mostrou influenciar nesse quesito, senão na interação da chapa com a laje após a sua soltura e na magnitude das tensões no qual o desprendimento ocorre. Nas lajes com vão pequeno, o fenômeno não se desencadeou bruscamente, sendo paulatino e com o atrito entre a chapa e o concreto sendo gradualmente perdido, o que já não ocorreu na laje com vão de 3,5 m. Nesta, o desprendimento foi repentino.

A soltura da chapa gerou uma camada de ar na interface chapa-concreto que, além de afetar o desempenho mecânico, interferiu na distribuição de temperaturas na seção da laje. É fundamental que as investigações numéricas destas lajes considerem a camada de ar. Estima-se que a soltura da chapa da seção não seja absoluta. Alguma transferência residual de esforço deve ocorrer pelos dispositivos mecânicos (mossas) existentes na alma da chapa, cuja magnitude ainda é desconhecida e deve inspirar pesquisas futuras. Dado o grau de desconhecimento e complexidade desta análise, entende-se que, por questões de projeto, a chapa deve ser admitida desprendida da seção. Não se deve admitir estas lajes como elementos estruturais mistos ao incêndio.

Essa conclusão contraria os princípios projetuais praticados por normas como EN 1994-1.2, AISC 360-05, BS 5950-8, AS/NZS 2327 e NBR 14323. Elas admitem haver comportamento misto ao incêndio, o que não é verdade. O método de cálculo proposto nessa tese traz uma contribuição nesse sentido, sugerindo procedimentos para o cálculo do momento resistente positivo e negativo ao incêndio sem comportamento misto da laje, conforme numericamente e experimentalmente se percebe.

d) Interação entre a chapa e o concreto

Sem a ação das temperaturas, percebe-se que as armaduras positivas tendem a absorver parcialmente as tensões de cisalhamento longitudinal da interface chapa-concreto. Isto faz com que o escorregamento relativo entre a chapa e o concreto sejam reduzidos, mitigando as tensões na chapa. Quanto maior foi o diâmetro dessas barras, menores foram as deformações verticais e, conseqüentemente, esforços longitudinais na chapa. O uso de armaduras positivas e negativas combinadas reduziu ainda mais

os esforços na chapa. O uso de barras negativas isoladas pouco contribuiu, pelo fato de não haverem armaduras positivas nessas lajes.

Já em altas temperaturas, numericamente percebeu-se que até os 40 a 60 min da ISO 834 há algum grau de transferência de esforços entre a chapa e concreto, cuja magnitude precisa ser investigada. A conclusão se sustenta na distribuição de tensões na chapa ao longo do carregamento em altas temperaturas. Até os 40 min da ISO 834, as barras positivas reduzem as tensões na chapa, mas de modo sutil visto o seu desprendimento da seção. Após 40 min, a seção não mais mobiliza a chapa. Logo, a incorporação de barras positivas para aliviar as tensões de cisalhamento longitudinal na chapa não fazem sentido em altas temperaturas.

Antes da exposição as altas temperaturas, a mesa superior é comprimida e a inferior é tracionada, indicando que a linha neutra ocorre na chapa e que há interação mecânica desta com o concreto. Com a exposição, os esforços na mesa superior são convertidos à tração, mostrando que a interação entre chapa e concreto é perdida. Nos tempos de 30 e 45 e 60 min de exposição à curva ISO 834, percebe-se que, sob carregamentos pequenos, a mesa superior ainda é comprimida, passando a tracionar após determinado carregamento. No tempo de 60 min, os esforços de compressão já são ínfimos e a interação entre ambos os materiais é desprezível.

Entende-se que, dada a variabilidade da integração entre a chapa e o concreto em altas temperaturas, somado ao desprendimento da chapa nos primeiros minutos, o comportamento misto não deve ser admitido para estas lajes.

e) As armaduras positivas e/ou negativas na continuidade estrutural

A continuidade estrutural da laje foi afetada desde os instantes iniciais. Houve a formação de fissuras na superfície do concreto adjacente ao apoio intermediário até os primeiros 10 min, oriundas da dilatação térmica da laje (i.e., *thermal bowing*). Isso, por si só, já afeta a continuidade. O uso de armaduras negativas não evitou a formação destas fissuras. Portanto, a continuidade estrutural dessas lajes não é absoluta, sendo afetada pela própria dilatação térmica.

Quanto as armaduras positivas, elas se mostraram influentes na resistência da laje ao incêndio até por volta de 100 min na laje de 2,3 m de vão. Já na laje com vão de 3,5 m, o tempo diminuiu para 30 min. Após, a degradação mecânica que sofre não permite admiti-la no momento positivo resistente. No âmbito da continuidade das lajes, as armaduras positivas passantes no apoio, estando comprimidas, tendem a contribuir

ao equilíbrio da seção transversal na região de momento negativo nos tempos até 60 min da ISO 834 para as lajes com vão de 2,3 m e 30 min para a laje com vão de 3,5 m. Porém, esse aproveitamento reduz com o aumento do carregamento.

O endurecimento do aço (efeito *hardening*), notado entre 100 e 400 °C, fez com que, até 60 min da ISO 834, o momento resistente negativo fosse, inclusive, maior do que à temperatura ambiente nas lajes com 2,3 m de vão, desde que essas armaduras sejam combinadas com barras negativas.

Nas lajes somente com armaduras negativas expostas ao incêndio, foi notada a tendência dessas barras serem subaproveitadas. Normalmente a falha ocorreu junto ao momento positivo resistente. O desprendimento da chapa, o comprometimento das propriedades mecânicas do aço que a constitui e a perda do comportamento misto ao incêndio remeteram ao desempenho de uma laje pouco ou não armada ao momento positivo, que se tornou o ponto frágil da laje. Inclusive com tendência de uma ruptura brusca.

Na região do apoio intermediário, nas lajes apenas com armaduras negativas, há a formação de um binário de esforços resistentes internos composto por armaduras negativas (tracionadas) e concreto (comprimido). Todavia, após 60 min da ISO 834, a laje com 2,3 m de vão mostrou que o concreto abaixo da linha neutra é afetado pelas temperaturas, sendo o ponto frágil da seção. Já nas lajes com armaduras positivas e negativas, esse também é o tempo onde as barras positivas (comprimidas) deixam de contribuir ao equilíbrio dos esforços internos. Portanto, para tempos elevados da ISO 834, i.e., acima de 60 min, há tendência de lajes com armaduras positivas e negativas terem comportamento análogo ao das lajes apenas com armaduras negativas. Logo, a partir de 90 min da ISO 834, a laje com 2,3 m mostrou que a única parcela comprimida que participa do equilíbrio da seção transversal sobre o apoio é o concreto abaixo da linha neutra.

De modo geral, notou-se que a perda da continuidade estrutural é um indutor da falha da região de momento positivo. Isso sobrecarrega os momentos solicitantes no meio do vão que, combinado com a degradação mecânica dos materiais em altas temperaturas, provoca o colapso da laje. Nas lajes apenas com armaduras negativas, a falha da região de momento positivo ocorre preliminarmente, tornando-se inócuo a incorporação de momento negativo resistente.

O uso de ambas as armaduras, positivas e negativas, se mostrou eficiente até 90 min nas lajes com vão de 2,3 m. Após 90 min, houve uma tendência de haver um

comportamento análogo ao das lajes apenas com armaduras negativas, pois elas são degradadas mecanicamente. Logo, a partir de 120 min de exposição, o uso apenas de armaduras positivas se mostrou mais eficiente, tanto quanto maior o diâmetro. A incorporação de armaduras negativas (momento resistente negativo) não propiciou o efeito desejado: diminuir o momento solicitante positivo, mais afetado pela ação das temperaturas, e, portanto, otimizar o consumo de aço em projeto.

O uso de armaduras negativas se tornou tanto mais ineficiente quanto maior o vão adotado. Nas lajes com maior vão, o momento negativo incorporado pelas barras foi ínfimo se comparado as dimensões da laje, sendo percebido pela sutileza no alívio das tensões nas barras positivas que elas proporcionaram. Logo, a responsabilidade de resistência mecânica da laje acabou recaindo na efetividade das barras positivas, visto que a contribuição mecânica da chapa perfilada é inócua em altas temperaturas. Os vãos maiores mostraram que retirar armaduras positivas é um risco e compromete a segurança da laje, que passa a apresentar risco de ruptura brusca, sobretudo após o término do efeito *thermal bowing* que, nesses casos, não necessariamente contribui para o desempenho da laje em altas temperaturas.

Como conclusão geral, entende-se que as lajes concebidas apenas com barras positivas propiciaram os melhores resultados, sendo, inclusive, mais seguras.

f) Quanto ao método de cálculo proposto

Um método de cálculo foi proposto, apoiado nas premissas de cálculo que são atualmente praticadas pela EN 1994-1.2, ajustado e corrigido ao fato de a chapa atuar despreendida da seção. Equações foram propostas para a determinação do momento resistente positivo e negativo, admitindo diferentes hipóteses de projeto (i.e., lajes com armaduras positivas e negativas, isoladas ou combinadas). Como complemento, um conjunto de equações para definição das temperaturas dos elementos que compõem a laje foram propostas: armaduras positivas, chapa perfilada e concreto.

A admissão de um modelo de cálculo que admita o efeito de membrana torna-se um desafio insólito. As variáveis influentes no mecanismo são muitas, a citar alguns como: geometria, vinculação, carregamento, disposição e diâmetro das armaduras, vão. As diversas possibilidades de concepção dessas lajes requerem que simulações e iterações probabilísticas entre resultados e modelos sejam testadas e investigadas na busca de uma lei geral que expresse o comportamento em questão.

A admissão de equações de cálculo com base em procedimentos fundamentais de mecânica estrutural, por ora, e dado o atual estado da arte do fenômeno, tornam-se adequados. Os ajustes das equações ora propostas são oriundos daquilo que fora percebido nos diversos modelos experimentais e numéricos consentidos.

g) Recomendações de trabalhos futuros

Recomenda-se para trabalhos futuros:

- Investigar o grau de solidariedade entre a chapa perfilada e o concreto ao longo da exposição destas lajes às altas temperaturas, de modo a preservar a perda do comportamento misto das lajes ao incêndio, propor técnicas que evitem seu desprendimento e subsidiar parâmetros de interface que viabilizem a calibração de modelos numéricos;
- Verificar o efeito das mossas e saliências da chapa perfilada na sua aderência com o concreto ao longo da exposição das lajes mistas às altas temperaturas;
- Compreender a influência dos conectores de cisalhamento instalados junto as vigas metálicas – geralmente incorporados para formação das vigas mistas –, no sentido de interpretar a sua influência ao desprendimento da chapa durante a exposição ao fogo;
- Verificar o grau do deslocamento e perda do comportamento misto caso sejam adotadas chapas perfiladas de seção reentrante;
- Analisar a magnitude dos esforços transmitidos às vigas do pavimento oriundos da mobilização do mecanismo de membrana, que possivelmente podem induzir flambagens laterais com torção às mesmas;
- Ampliar o estudo sobre o mecanismo de membrana em questão. Os resultados parciais do estudo numérico desta tese evidenciaram que, apesar do fenômeno se desenvolver neste tipo de laje, nem sempre ele se sobressairá aos esforços desencadeados pelo carregamento aplicado na laje;
- Estudar a influência da restrição das lajes junto aos apoios de extremidade no tempo de mobilização do comportamento de membrana das lajes mistas;
- Avaliar a influência da substituição de armaduras negativas por positivas para vãos não testados neste estudo, além de analisar outros diâmetros;
- Comparar e discutir a influência de outras espessura da camada de concreto acima da chapa perfilada nos resultados apresentados neste estudo.

REFERÊNCIAS

- ABDULLAH, R. **Experimental Evaluation and analytical modelling of shear bond in composite slabs**. Tese de doutorado em Engenharia Civil. Instituto Politécnico Universidade da Virginia, Universidade da Virginia, 2004.
- ABNT. **Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento** Rio de Janeiro, 2014.
- ABNT. **Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações** Rio de Janeiro, 1980.
- ABNT. **Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto de Edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.
- ABAS, F. M. et al. Strength and serviceability of continuous composite slabs with deep trapezoidal steel decking and steel fibre reinforced concrete. **Engineering Structures**, v. 49, p. 866–875, 2013.
- ABAQUS. **Abaqus analysis user's guide**. Simulia, 2016.
- ABU, A. K.; PLANK, R. J.; BURGESS, I. W. The effect of reinforcement ratios on composite slabs in fire. **ICE: Institution of Civil Engineers**, v. 165, n. 2000, p. 385–397, 2012.
- ACHENBACH, M.; LAHMER, T.; MORGENTHAL, G. Identification of the thermal properties of concrete for the temperature calculation of concrete slabs and columns subjected to a standard fire — Methodology and proposal for simplified formulations. **Fire Safety Journal**, v. 87, n. November 2016, p. 80–86, 2017.
- ANDERBERG, Y. Fire-exposed hyperstatic concrete structures. Bulletin 32: Division Structural Mechanics and Concrete Construction, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden, 1973.
- ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures. **Engineering Structures**, v. 132, p. 70–86, 2017.
- ARRAYAGO, I. et al. Experimental study on ferritic stainless steel trapezoidal decks for composite slabs in construction stage. **Thin-Walled Structures**, v. 134, n. October 2018, p. 255–267, 2019.
- ASTM C39. Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, ASTM International, West Conshohocken, 2020.
- ATTARDE, S. **Nonlinear Finite Element Analysis of Profiled Steel Deck Composite Slab System**. [s.l.] Ryerson University, 2014.
- BAI, L. et al. Longitudinal shear behaviour of composite slabs with profiled steel sheeting and ECC. **Engineering Structures**, v. 205, n. December 2019, p. 110085, 2020.
- BAILEY, C. G. Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire. **Engineering Structures**, v. 26, n. 12, p. 1691–1703, 2004.
- BAILEY, C. G. Efficient arrangement of reinforcement for membrane behaviour of composite floor slabs in fire conditions. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 59, n. 7, p. 931–949, 2003.
- BAILEY, C. G.; TOH, W. S. Behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperatures. **Fire Safety Journal**, v. 42, n. 6–7, p. 425–436, 2007.
- BAILEY, C. G.; WHITE, D. S.; MOORE, D. B. The tensile membrane action of unrestrained composite slabs simulated under fire conditions. **Engineering Structures**, v. 22, n. 12, p. 1583–1595, 2000.

- BAILEY, C. G.; LENNON, T.; MOORE, D. B. The behavior of full-scale steel-framed building subjected to compartment fire. **The Structural Engineering**, n.78 p. 15–21, 1999.
- BEDNÁ, J. et al. Experiments on membrane action of composite floors with steel fibre reinforced concrete slab exposed to fire. **Fire Safety Journal**, v. 59, p. 111–121, 2013.
- BIRTEL, V.; MARK, P.; BOCHUM, R. **Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure**. ABAQUS® Users' Conference. **Anais...**2006
- BOLINA, F. L. et al. Natural-scale experimental analysis on the continuity effect of steel-concrete composite slabs in fire : state of the art. **Revista da Estrutura de Aço - REA**, v. 4, 2019.
- BOLINA, F.L., TUTKIAN, B.F., RODRIGUES, J.P.C. Thermal analysis of steel decking concrete slabs in case of fire. *Fire Safety Journal*, v. 121, p. 103295, 2021
- BOLINA, F.L., TUTKIAN, B.F., RODRIGUES, J.P.C. Experimental analysis on the structural continuity effect in steel decking concrete slabs subjected to fire. *Engineering Structures*, v. 240, p. 112299, 2021.
- CALDAS, R. B. **Análise numérica de estruturas de aço, concreto e mistas em situação de incêndio**. Tese de doutorado em Engenharia de Estruturas, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, 2008.
- CALIXTO, J. M.; BRENDOLAN, G.; PIMENTA, R. J. **Estudo comparativo dos critérios de dimensionamento ao cisalhamento longitudinal em lajes mistas de aço e concreto**. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*. Volume 2, nº2, p.124-141, 2009.
- CAMPOS, P. C. **Efeito da continuidade no comportamento e na resistência de lajes mistas com forma de aço incorporada**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, 2001.
- CHAN, J. **Thermal properties of concrete with different Swedish aggregate materials**. Tese de doutorado em Engenharia, Lund University, 2013.
- COSTA, R. S. et al. Experimental study of the influence of friction at the supports on longitudinal shear resistance of composite slabs. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 5, p. 1075–1086, 2017.
- CRAVEIRO, H. D. et al. Review of the high temperature mechanical and thermal properties of the steels used in cold formed steel structures - The case of the S280GD +Z steel. **Thin-Walled Structures**, n. 98, p. 154–168, 2016.
- DAHAM, K. W.; BAHAROM, S.; WAN BADARUZZAMAN, W. H. Behavior of continuous-span composite slab: A review. **International Journal of Applied Engineering Research**, v. 12, n. 10, p. 2387–2390, 2017.
- DAR, M. A. et al. Comparison of various shear connectors for improved structural performance in CFS concrete composite slabs. **Engineering Structures**, v. 220, n. June, p. 111008, 2020.
- DEL COZ-DÍAZ, J. J. et al. Comparative study of LightWeight and Normal Concrete composite slabs behaviour under fire conditions. **Engineering Structures**, v. 207, n. January, p. 110196, 2020.
- DEMIN, W.; FUKANG, H. Investigation for plastic damage constitutive models of the concrete material. **Procedia Engineering**, p. 71–78, 2017.
- DIN EN ISO 6892-1. Tensile testing Part 1: Tensile testing Method of test at room temperature. Deutsches Institut für Normung, Berlin, 2019.
- DIN EN ISO 6892-2. Tensile testing Part 2: Tensile testing Method of test at elevated temperature. Deutsches Institut für Normung, Berlin, 2018.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION: EN 1994 - **Design of composite steel and concrete structures. Part 1.1 - General rules and rules for buildings**. Bruxelas, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION: EN 1994 - **Design of composite steel and concrete structures. Part 1.2 - Design rules, structural fire design** Bruxelas, 2011.

EUROPEAN COAL AND STEEL COMMUNITY: ECSC. **Fire resistance assessment of partially protected composite floors (FRACOF)**. 2010.

EUROPEAN CONVENTION FOR STRUCTURAL STEELWORK. ECCS. **Composite Structures**, v. 28, p. 179, 1981.

FERNANDES, U.; MONTEIRO, G.; KIRILOS, P.; ANDRADE, E. Incêndio no Museu Nacional: lembre outros casos em instituições culturais no país. 2018. Acesso: <https://casavogue.globo.com/LazerCultura/Arte/noticia/2018/09/museu-nacional-relembre-outros-incendios-em-instituicoes-culturais-no-pais.html>. Acesso em 20/07/2020.

FERRER, M.; MARIMON, F.; CRISINEL, M. Designing cold-formed steel sheets for composite slabs: an experimentally validated FEM approach to slip failure mechanics. **Thin Walled Structures**, n. 44, pp. 1261 -1271, 2006.

FIKE, R.; KODUR, V. Enhancing the fire resistance of composite floor assemblies through the use of steel fiber reinforced concrete. **Engineering Structures**, v. 33, n. 10, p. 2870–2878, 2011.

FONTES, J.P.P.B.R. Lajes mistas de betão armado sobre chapa metálica colaborante: estudo da interface aço-betão. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. Universidade da Beira do Interior, Covilhã, 2016.

GAO, W. Y. et al. Finite element modeling of reinforced concrete beams exposed to fire. **Engineering Structures**, 2013.

GERNAY, T.; KHORASANI, N. E. Recommendations for performance-based fire design of composite steel buildings using computational analysis. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 166, p. 105906, 2020.

GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS®. **Engineering Structures**, 2015.

GHOLAMHOSEINI, A. et al. An experimental study on strength and serviceability of reinforced and steel fibre reinforced concrete (SFRC) continuous composite slabs. **Engineering Structures**, v. 114, p. 171–180, 2016.

GHOLAMHOSEINI, A. et al. Longitudinal shear stress and bond – slip relationships in composite concrete slabs. **Engineering Structures**, v. 69, p. 37–48, 2014.

GILLIE, M.; USMANI, A. S.; ROTTER, J. M. A structural analysis of the first Cardington test. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 57, n. 6, p. 581–601, 2001.

GROSSI, L. G. F.; SANTOS, C. F. R.; MALITE, M. Longitudinal shear strength prediction for steel-concrete composite slabs with additional reinforcement bars. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 166, p. 105908, 2020.

GUO, S. Experimental and numerical study on restrained composite slab during heating and cooling. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 69, n. 1, p. 95–105, 2012.

HAFEZOLGHORANI, M. et al. Simplified damage plasticity model for concrete. **Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)**, v. 27, n. 1, p. 68–78, 2017.

HELENE, P. R. L. Edifício Wilton Paes de Almeida: parecer técnico PhD 324/2019. São Paulo, 2019.

HOSSAIN, K. M. A.; ATTARDE, S.; ANWAR, M. S. Finite element modelling of profiled steel deck composite slab system with engineered cementitious composite under monotonic loading. **Engineering Structures**, v. 186, n. February, p. 13–25, 2019.

JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. **Foundations of Civil and Environmental Engineering**, n. June 2013, 2005.

JAVAHERIAFIF, M. **A practical approach to modelling integrity failure of composite floors in fire**. Tese de Doutorado (Departamento de engenharia estrutural e civil). The University of Sheffield, 2017.

JIANG, J.; LI, G. Q. **Fire-induced Progressive Collapse of 3D Steel Frames with Concrete Floors**. (M. E. M. Garlock, V. K. R. Kodur, Eds.) Structures in Fire. **Anais...**Princeton: DEStech Publications, 2016.

JIANG, J. et al. Improved calculation method for insulation-based fire resistance of composite slabs. **Fire Safety Journal**, 2019.

JIANG, J. et al. **Numerical modeling of heat transfer in steel-concrete composite slab**. (M. M. Garlok, V. K. R. Kodur, Eds.) Structures in Fire. **Anais...**Princeton: DEStech Publications, 2016

JIANG, J. et al. Numerical Modeling and Analysis of Heat Transfer in Composite Slabs with Profiled Steel Decking. **National Institute of Standards and Technology**, n. April, p. 1–56, 2017.

KANKANAMGE, N. D.; MAHENDRAN, M. Mechanical properties of cold-formed steels at elevated temperatures. **Thin-Walled Structures**, 2011.

KAKLAUSKAS, G. et al. Tension-stiffening model attributed to tensile reinforcement for concrete flexural members. **Procedia Engineering**, v. 14, p. 1433–1438, 2011.

KARIM, R.; SHAFEI, B. Performance of fiber-reinforced concrete link slabs with embedded steel and GFRP rebars. **Engineering Structures**, v. 229, n. November 2020, p. 111590, 2021.

KODUR, V. Properties of Concrete at Elevated Temperatures. **ISRN Civil Engineering**, v. 2014, p. 1–15, 2014.

KHALFALLAH, S.; GUERDOUH, D. Tension stiffening approach in concrete of tensioned members. **International Journal of Advanced Structural Engineering**, v. 6, n. 1, 2014.

KIRBY, B. R. **The behavior of a multy-storey steel framed building subjected to fire attack**. British Steel, London: 1998.

KIM, K. H. et al. An experimental study on thermal conductivity of concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 33, n. 3, p. 363–371, 2003.

LAMONT, S.; USMANI, A. S.; DRYSDALE, D. D. Heat transfer analysis of the composite slab in the Cardington frame fire tests. **Fire Safety Journal**, v. 36, n. 8, p. 815–839, 2001.

LAMONT, S.; GILLIE, M.; USMANI, A. S. Composite steel-framed structures in fire with protected and unprotected edge beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 63, n. 8, p. 1138–1150, 2007.

LAMONT, S.; USMANI, A. S. Possible “panel instability” in composite deck floor systems under fire. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 59, n. 11, p. 1397–1433, 2003.

LEE, L. H.; QUEK, S. T.; ANG, K. K. Negative moment behavior of cold-formed steel deck and concrete composite slabs. **Journal of Constuctional Steel Research**, p. 401–415, 2001.

LIMA, Y. D. DA C. **Alternativa de sistemas de lajes para edifícios em aço: um estudo comparativo**. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, 2009.

- LI, G.-Q.; ZHANG, N.; JIANG, J. Experimental investigation on thermal and mechanical behaviour of composite floors exposed to standard fire. **Fire Safety Journal**, v. 89, n. August 2015, p. 63–76, 2017.
- LI, G. Q.; GUO, S. X.; ZHOU, H. S. Modeling of membrane action in floor slabs subjected to fire. **Engineering Structures**, v. 29, n. 6, p. 880–887, 2007.
- LIN, S.; HUANG, Z.; FAN, M. The effects of protected beams and their connections on the fire resistance of composite buildings. **Fire Safety Journal**, v. 78, p. 31–43, 2015.
- LIM, L.C.S. **Membrane action in fire exposed concrete floors systems**. Tese de doutorado em Engenharia. Doutorado em Engenharia. Universidade de Cantebury, Nova Zelândia, 2003.
- MARIMUTHU, V. et al. Experimental studies on composite deck slabs to determine the shear-bond characteristic (m - k) values of the embossed profiled sheet. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 63, n. 6, p. 791–803, 2007.
- MARQUES, B.M.S. **Sistemas de conexão em lajes mistas de aço-betão com cofragem colaborante**. Dissertação de mestrado. Mestrado em Construção Metálica e Mista. Universidade de Coimbra, Portugal, 2011.
- MENSINGER, M.; SCHAUMANN, P.; STADLER, M.; SOTHMANN, J. **Nutzung der Membranwirkung von Verbundtrager-Decken-Systemen im Brandfall**. DAST-Forschungsbericht, Berlin, 2011.
- MIRZAZADEH, M. M.; NOEL, M.; GREEN, M. Non-Linear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams with Temperature Differentials. **Engineering Structures**, v. 152, p. 549–567, 2017.
- MOWRER, F. W.; EMBERLY, R. L. An overview of fire protection for structural engineers. **Structure Magazine**, p. 16–18, 2018.
- NADJAI, A.; BAILEY, C.G.; VASSART, O.; HAN, S. ZHAO, B.; HAWES, M.; FRANSSEN, M.; SIMMS, I. Full-scale fire test on a composite floor slab incorporating long span cellular steel beams. **Structural Engineering**, v. 89, n. 21, p. 18–25, 2011.
- NYAWARA, B. Petronas Towers, the World's Tallest Twin Towers by César Pelli. Disponível em: <https://www.archute.com/petronas-towers-worlds-tallest-twin-towers-cesar-pelli/>, 2016. Acesso em 27 ago 2020.
- NEWMAN, G. M.; ROBINSON, J. T.; BAILEY, C. G. Fire Safe Design A new approach to multi-storey steel framed buildings Fire and Steel Construction. **SCI Publication**, 2006.
- NGUYEN, T. T.; TAN, K. H. Behaviour of composite floors with different sizes of edge beams in fire. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 129, p. 28–41, 2017.
- NGUYEN, T. T.; TAN, K. H.; BURGESS, I. W. Behaviour of composite slab-beam systems at elevated temperatures: Experimental and numerical investigation. **Engineering Structures**, v. 82, p. 199–213, 2015.
- PANTOUSA, D.; MISTAKIDIS, E. Advanced Modeling of Composite Slabs with Thin-Walled Steel Sheeting Submitted to Fire. **Fire Technology**, v. 49, n. 2, p. 293–327, 2013.
- PILOTO, P.A.G. et al. Effect of the load level on the resistance of composite slabs with steel decking under fire conditions. **Journal of Fire Sciences**, v. 38, n. 2, p. 212–231, 2020.
- PINHEIRO, S.J.C. **Estudo das Propriedades Mecânicas e Térmicas a Altas Temperaturas do Aço Enformado a Frio S280 GD +Z**. Dissertação de Mestrado, Mestrado em Engenharia de Segurança ao Incêndio, Universidade de Coimbra, 2015.
- PREVIDELLI, A. Os arranha-céus que vão mudar a cara de 7 cidades em 2014. Disponível em: <https://exame.com/mundo/os-arranha-ceus-que-vaio-mudar-a-cara-de-7-cidades-em-2014/>, 2013. Acesso em 11/09/2020.

- PROE, D.J. Results and analysis of a large-scale fire test on a multi-bay composite steel-frame floor system, **Journal of Structural Fire Engineering**, Vol. 7 Issue: 1, pp.19-29, 2016.
- RABI, M.; CASHELL, K. A.; SHAMASS, R. Flexural analysis and design of stainless steel reinforced concrete beams. **Engineering Structures**, v. 198, n. April, p. 109432, 2019.
- RANAWAKA, T.; MAHENDRAN, M. Experimental study of the mechanical properties of light gauge cold-formed steels at elevated temperatures. **Fire Safety Journal**, 2009.
- REZAEIAN, H.; CLIFTON, G. C.; LIM, J. B. P. Failure modes for composite steel deck diaphragms subjected to in-plane shear forces – A review. **Engineering Failure Analysis**, v. 107, p. 104199, 2020.
- ROBERT, G.; COLINA, H.; DEBICKI, G. A durabilidade do concreto mediante ao fogo. In: OLIVIER, J.-P.; VICHOT, A. (Eds.). **Durabilidade do concreto: bases científicas para formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2014. p. 605.
- RODRIGUES, Y. O. **Análise numérica e experimental do comportamento da alvenaria estrutural submetida à compressão diagonal**. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2020.
- SALEMI, V. **Tehran fire: Iconic Plasco building collapses killing 20 firefighters**. Disponível em: <<https://www.abc.net.au/news/2017-01-19/tehran-plasco-building-collapses-after-fire-killing-dozens/8195926>>. Acesso em: 20 jan. 2020.
- SAKR, M. A. et al. Shear strengthening of reinforced concrete beams using prefabricated ultra-high performance fiber reinforced concrete plates: Experimental and numerical investigation. **Structural Concrete**, n. January, p. 1–17, 2019.
- SCHUSTER, M. R. Composite steel-deck concrete floor systems. **ASCE**, v. 102, p. 899–917, 1976.
- SHARMA, S.; VADDAMANI, V. T.; AGARWAL, A. Insulation effect of the concrete slab-steel deck interface in fire conditions and its influence on the structural fire behavior of composite floor systems. **Fire Safety Journal**, v. 105, n. February, p. 79–91, 2019.
- STADLER, M. **Design of composite slab system in case of fire using simplified finite element analyses**. [s.l.] Technische Universität München, 2012.
- STRAMANDINOLI, R. S. B.; LA ROVERE, H. L. An efficient tension-stiffening model for nonlinear analysis of reinforced concrete members. **Engineering Structures**, v. 30, n. 7, p. 2069–2080, 2008.
- SIEG, A. P. A. **Estudo de um sistema de laje com fôrma de aço incorporada**. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo: São Carlos, 2015.
- STARK, J. W. B.; BREKELMANS, J. W. P. M. Plastic Design of Continuous Composite Slabs. **Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)**, v. 15, p. 47–53, 1996.
- TAN, K. H.; NGUYEN, T. T. Experimental and numerical evaluation of composite floor systems under fire conditions. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 105, p. 86–96, 2015.
- USMANI, A. S. et al. Fundamental principles of structural behaviour under thermal effects. **Fire Safety Journal**, v. 36, n. 8, p. 721–744, 2001.
- WALD, F. . et al. Fire Test on an Administrative Building in Mokrsko: Summary of the Results from the Fire Experiment. p. 152, 2010.
- WANG, X. **Concrete modeling in hot Conditions: cracking behavior and material stiffness decay**. [s.l.] Politecnico di Milano, 2016.

- WALD, F. et al. Experimental behaviour of a steel structure under natural fire. **Fire Safety Journal**, v. 41, n. 7, p. 509–522, 2006.
- WANG, J.; LI, G. Simplified Beam Design for Semi-Rigid Composite Frames at the Serviceability Limit State. **Tsinghua Science and Technology**, v. 13, n. 5, p. 681–688, 2008.
- WAHALATHANTRI, B. L. et al. **A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using Abaqus®**. Proceedings of the First International Conference on Engineering. **Anais...Qld, Australia**: 2008
- WELLMAN, E. et al. **Experimental Evaluation of Composite Floor Assemblies Under Fire Loading**. Structures Congress ASCE. **Anais...San Diego**: ASCE, 2010
- XING, Z. et al. Influence of the nature of aggregates on the behaviour of concrete subjected to elevated temperature. **Cement and Concrete Research**, v. 41, n. 4, p. 392–402, 2011.
- YANG, Z. N.; DONG, Y. L.; XU, W. J. Fire tests on two-way concrete slabs in a full-scale multi-storey steel-framed building. **Fire Safety Journal**, v. 58, p. 38–48, 2013.
- YU, T. et al. Finite element modeling of confined concrete-II: Plastic-damage model. **Engineering Structures**, v. 32, n. 3, p. 680–691, 2010.
- YIN, Y. Z.; WANG, Y. C. A numerical study of large deflection behaviour of restrained steel beams at elevated temperatures. **Journal of Constructional Steel Research**, 2004.
- ZAREMBA, J. et al. **Prédio invadido desaba em incêndio no largo do Paissandu, centro de SP**. Disponível em: <<https://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/2018/05/incendio-de-grandes-proporcoes-atinge-um-edificio-no-largo-do-paissandu.shtml>>. Acesso em: 20 jan. 2020.
- ZHU, J. S. et al. Shear behaviour of steel-UHPC composite beams in waffle bridge deck. **Composite Structures**, v. 234, p. 111678, 2020.

ANEXO A – Caracterizações complementares dos materiais

Neste anexo são mostrados os ensaios complementares desenvolvidos para a caracterização dos materiais experimentalmente admitidos no estudo.

a) Moldagem dos corpos de prova de concreto

Os ensaios de resistência à compressão dos testemunhos foram realizados aos 14 dias, 28 dias e no dia do ensaio de cada laje LA e LF. Os ensaios de compressão foram feitos conforme o procedimento da ASTM C39 (2020). A Figura 220 mostra a moldagem dos testemunhos, realizados conforme a NBR 5738 (ABNT, 2015). Foram moldados 6 corpos de prova para cada uma das lajes experimentalmente admitidas. Destes, 3 foram testados aos 28 dias e o restante no dia do ensaio.



Figura 220 – Moldagem dos corpos de prova

b) Trabalhabilidade do concreto empregado

A Tabela 33 mostra a trabalhabilidade do concreto das lajes, avaliado conforme a NBR NM 67 (ABNT, 1998), sendo mostrada na Figura 221. Foram usadas 9 misturas para a construção das lajes avaliadas a temperatura ambiente e 8 nas lajes avaliadas em altas temperaturas, todas com o traço mostrado na Tabela 7.

Tabela 33 – Valores do abatimento do concreto

Lajes temperatura ambiente		Lajes altas temperaturas	
Mistura número	Abatimento (mm)	Mistura número	Abatimento (mm)
1	40,0	1	94,0
2	90,0	2	90,0
3	95,0	3	86,0
4	100,0	4	80,0
5	80,0	5	88,5
6	87,0	6	85,0
7	80,0	7	92,0
8	100,0	8	92,0
9	75,0		



Figura 221 – Procedimento do ensaio de abatimento do concreto

c) Resistência a compressão do concreto em altas temperaturas

Para cada faixa de temperatura de 100 °C, um par de amostras foi aquecido a temperatura constante por 8 horas e submetido a ensaio de compressão simples. O detalhe da mufla elétrica usada no aquecimento dos testemunhos está mostrado na Figura 222a e Figura 222b, já a prensa mecânica na Figura 222c. Trata-se de uma prensa hidráulica marca Emic, Modelo 23-300, com capacidade de 2000 kN, equipada com extensômetro com faixa de medição de 0,0001 a 2,5000 mm.



(a) Vista geral da mufla elétrica



(b) Vista interna da mufla elétrica



(c) Prensa hidráulica

Figura 222 – Avaliação da resistência do concreto em altas temperaturas

d) Resistência a tração da chapa perfilada em altas temperaturas

Para avaliar a perda de resistência mecânica residual da chapa para cada faixa de temperatura, foi realizado um ensaio de tração simples pela DIN ISO 6892-1 (DIN, 2019). A Figura 223a mostra o equipamento adotado. Trata-se de uma máquina servo-hidráulica de acionamento automático. Na máquina é acoplado um dispositivo (cabine) alimentado por resistência elétrica, capaz de aquecer a amostra com uma temperatura constante. A Figura 223 demonstra o ensaio em desenvolvimento.



(a) Instalação do corpo de prova



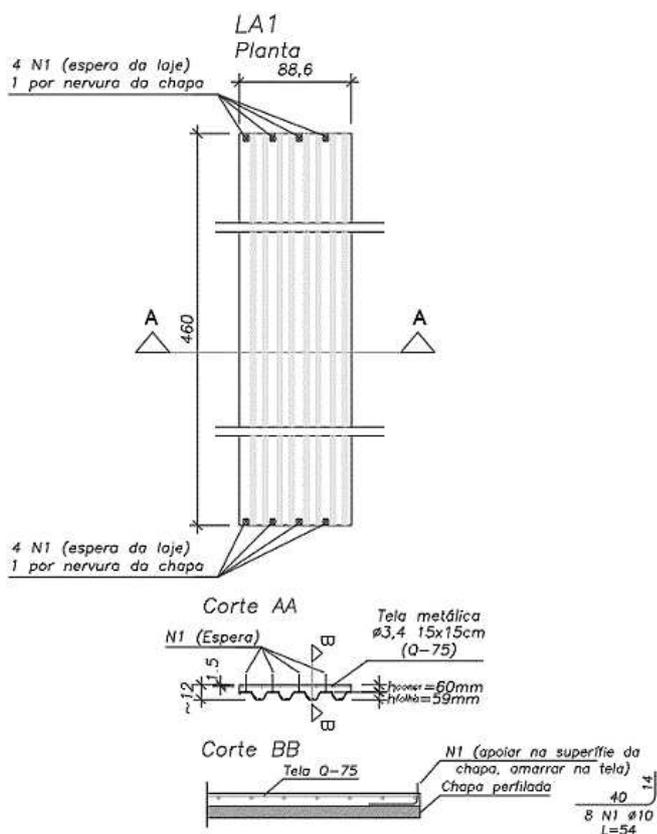
(b) Acoplamento do forno



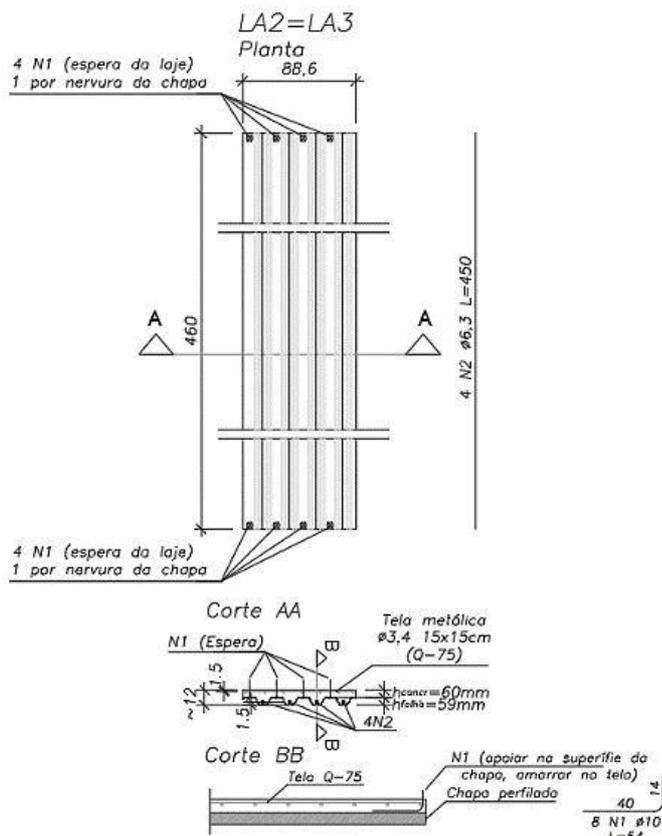
(c) Ensaio em execução

Figura 223 – Avaliação da resistência da chapa perfilada em altas temperaturas

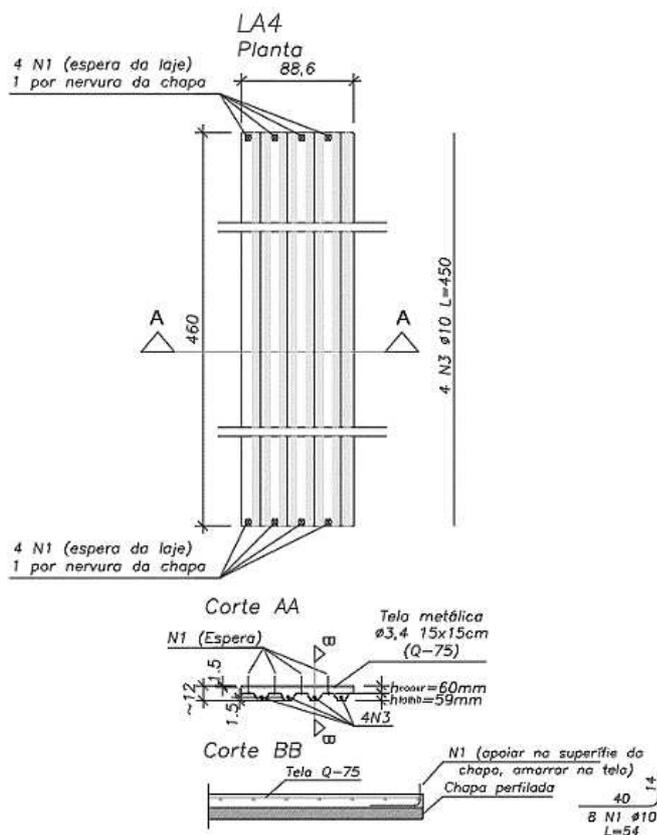
ANEXO B – Projeto dos protótipos de laje do estudo experimental



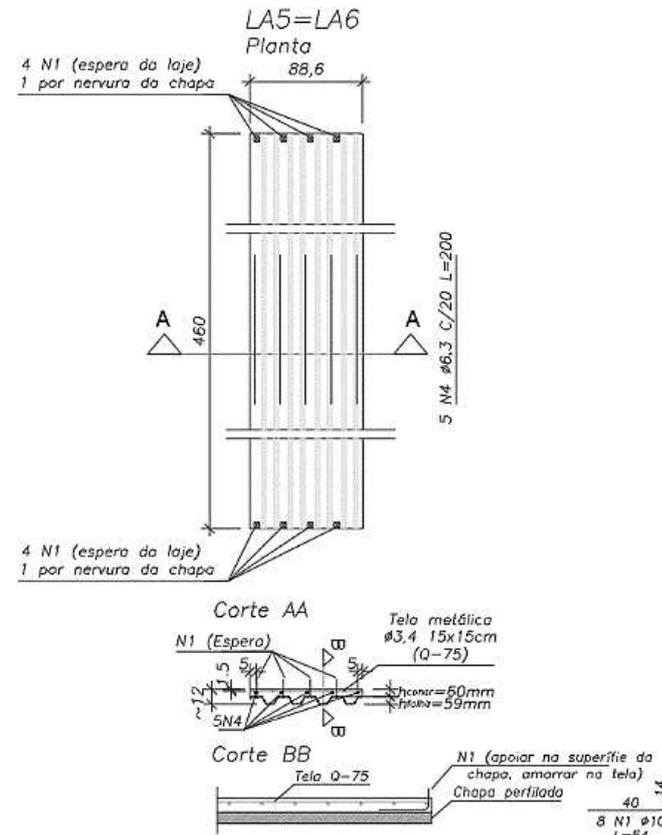
(a) LA1



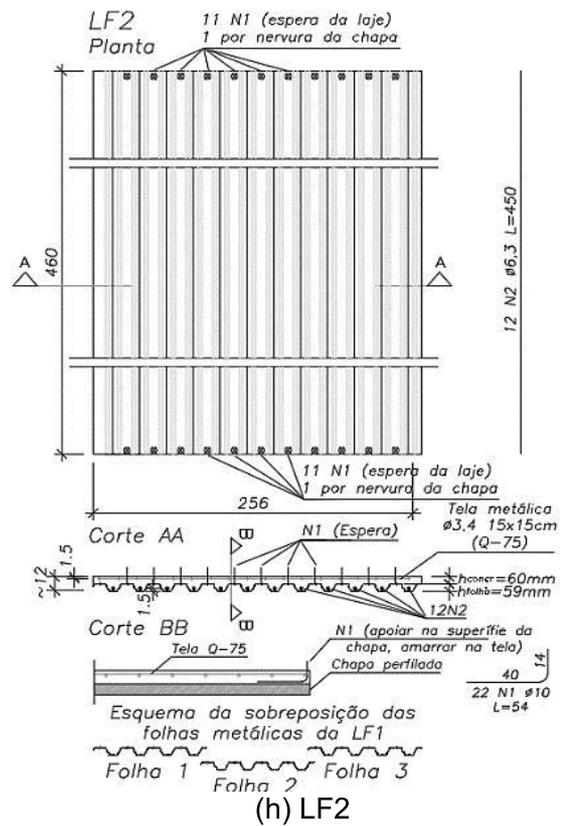
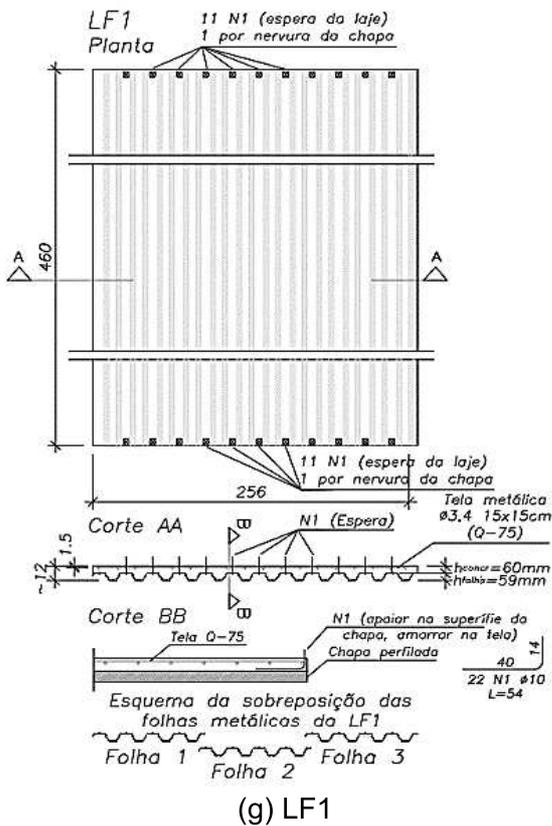
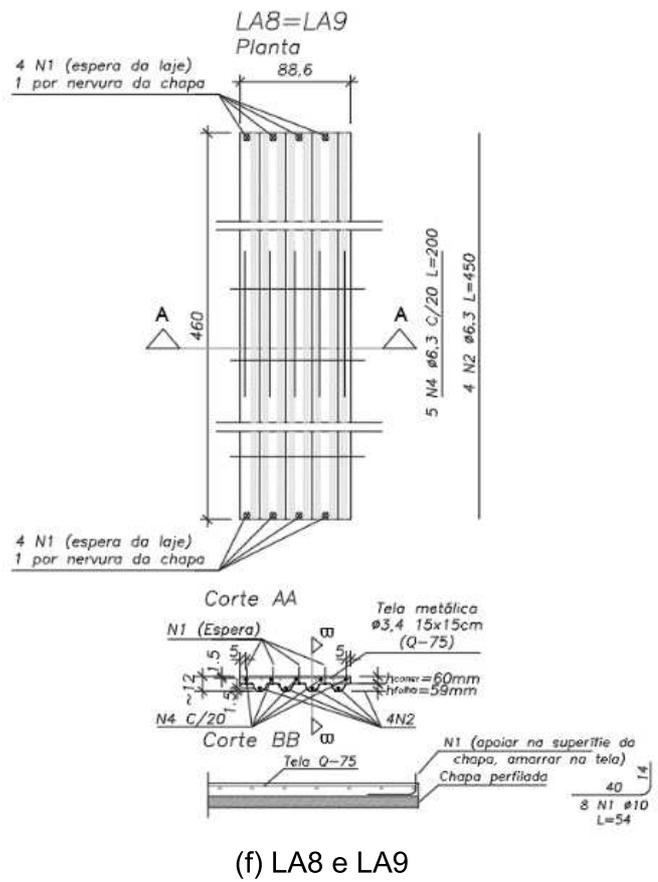
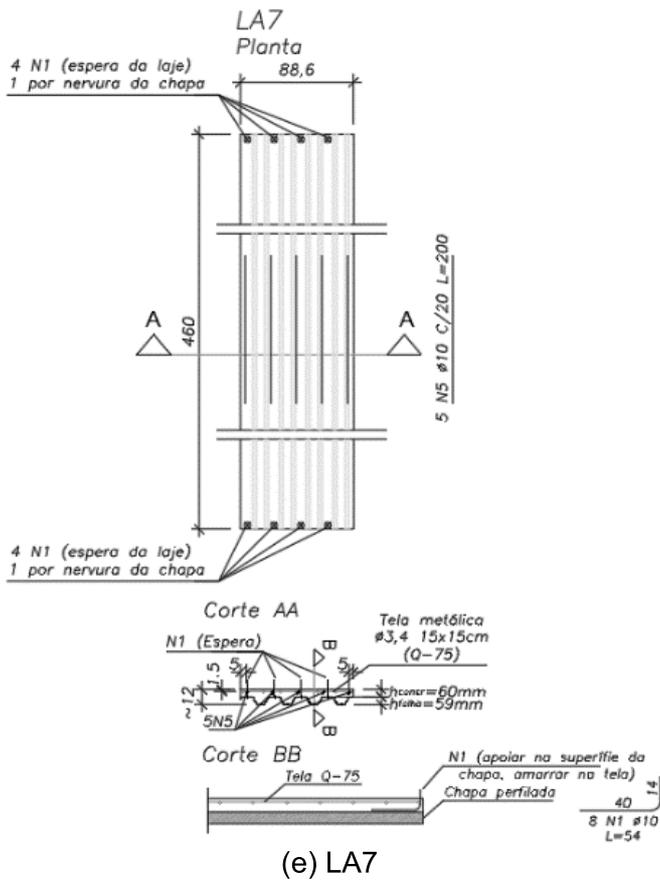
(b) LA2 e LA3

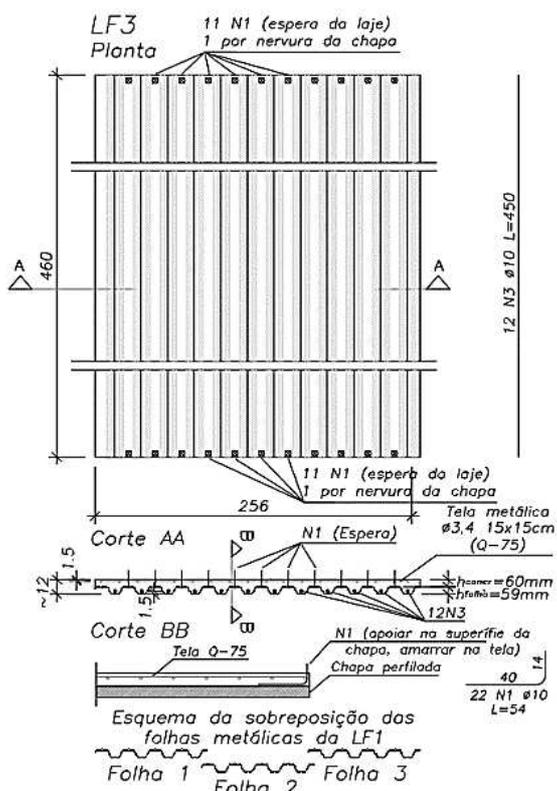


(c) LA4

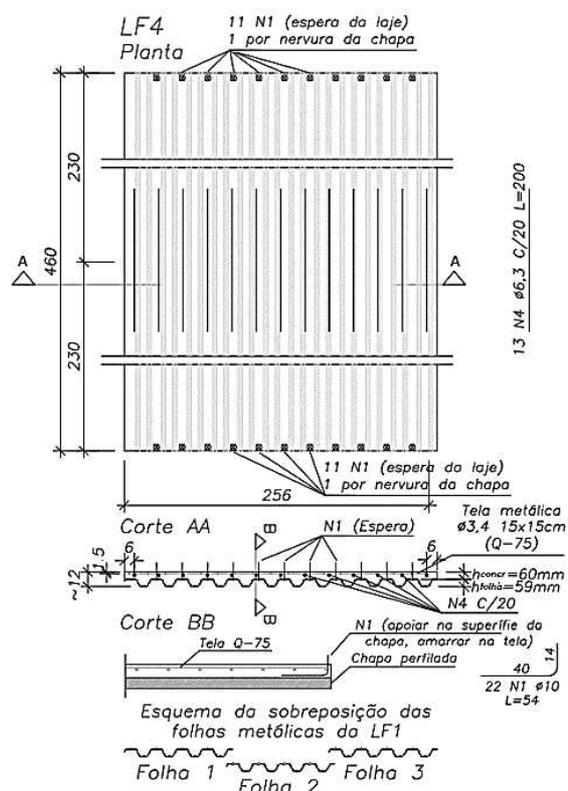


(d) LA5 e LA6

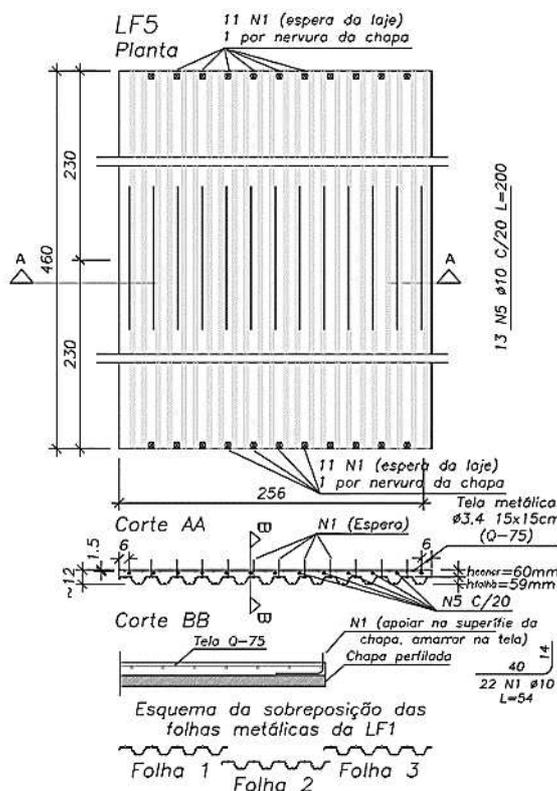




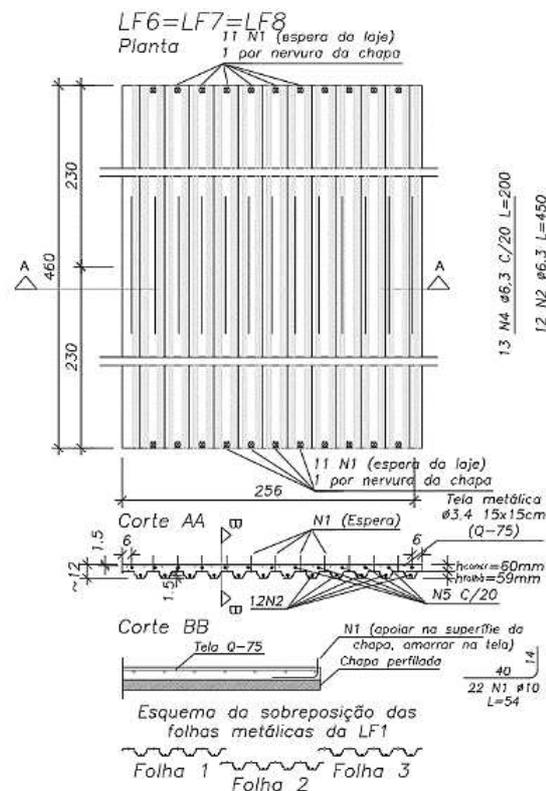
(i) LF3



(j) LF4



(k) LF5



(l) LF6, LF7 e LF8

Figura 224 – Detalhamento lajes LA e LF

ANEXO C – Projeto das peças complementares do estudo experimental

O detalhamento das peças auxiliares de extremidades (PA1) e da intermediária (PA2) adotada no ensaio das lajes LA são apresentados na Figura 225. As peças PA1 foram construídas com armaduras de esperas, visando a amarração das lajes LA nas extremidades, quando aplicável. Nas LF foi criado um quadro auxiliar (QA) de concreto para simular as vigas do pavimento, conforme a Figura 226. A adoção desse quadro fez com que as LF foram ensaiadas com 2 vãos de 2300 mm, idêntico ao adotado na LA. O quadro foi protegido termicamente.

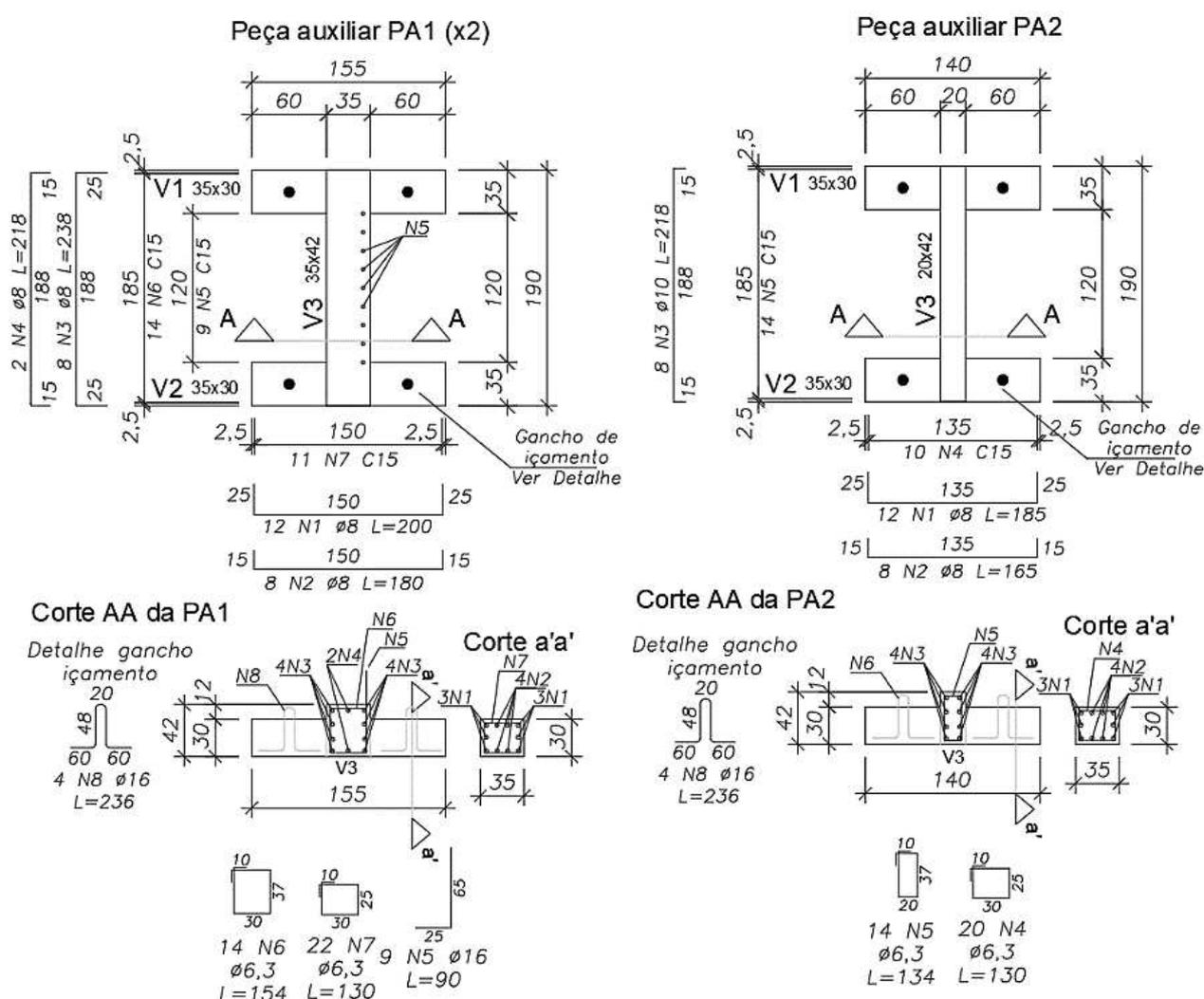
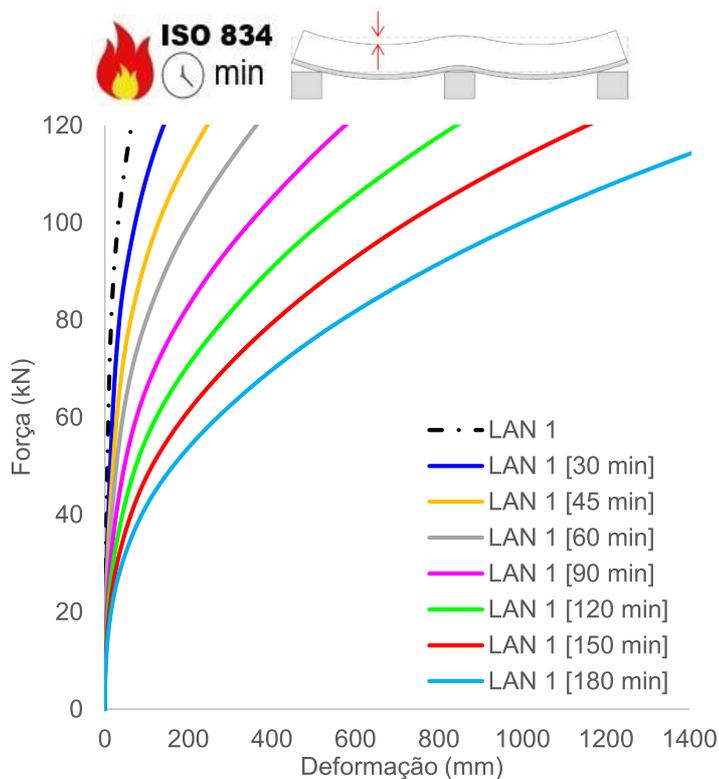


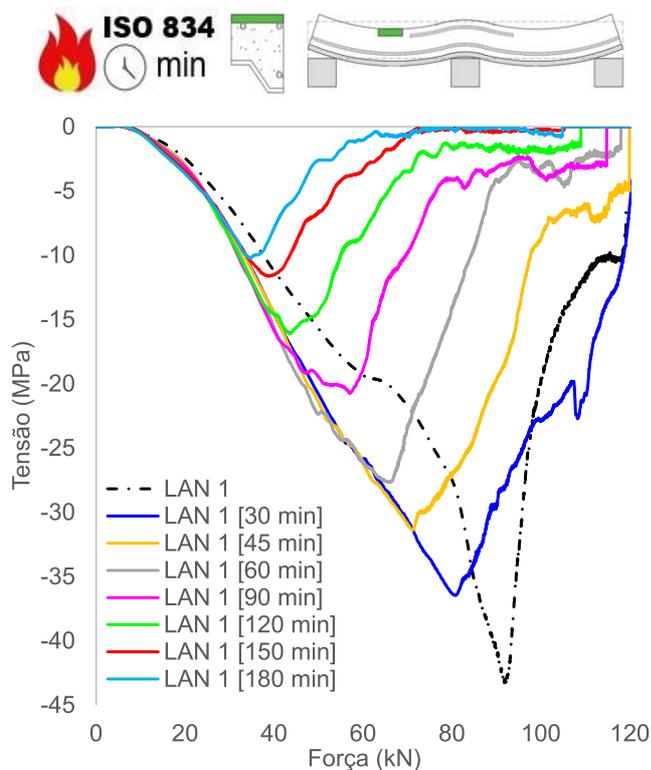
Figura 225 – Projeto das peças auxiliares para ensaio das lajes LA

ANEXO D – Gráficos complementares da investigação numérica

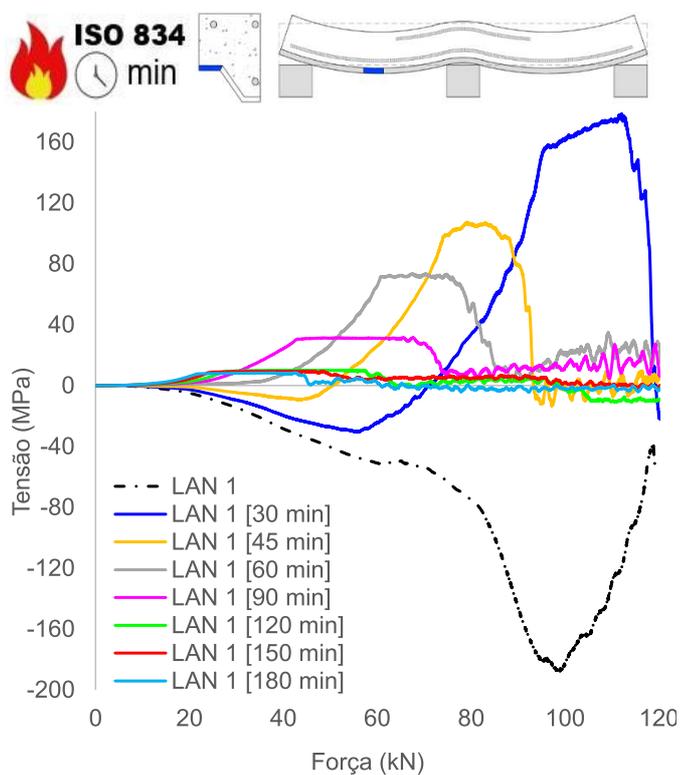
D.1 Tensões e deformações na LAN 1



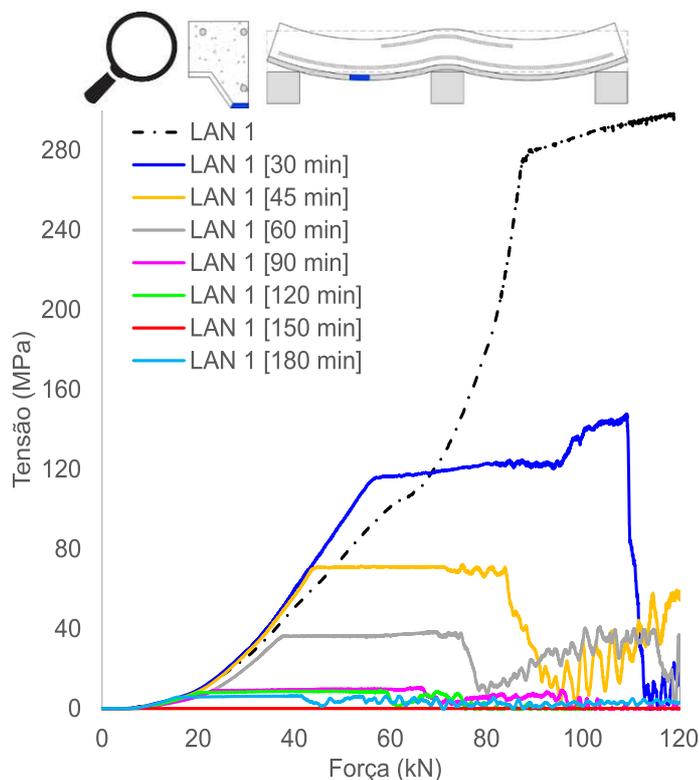
(a) Deformações verticais (flechas)



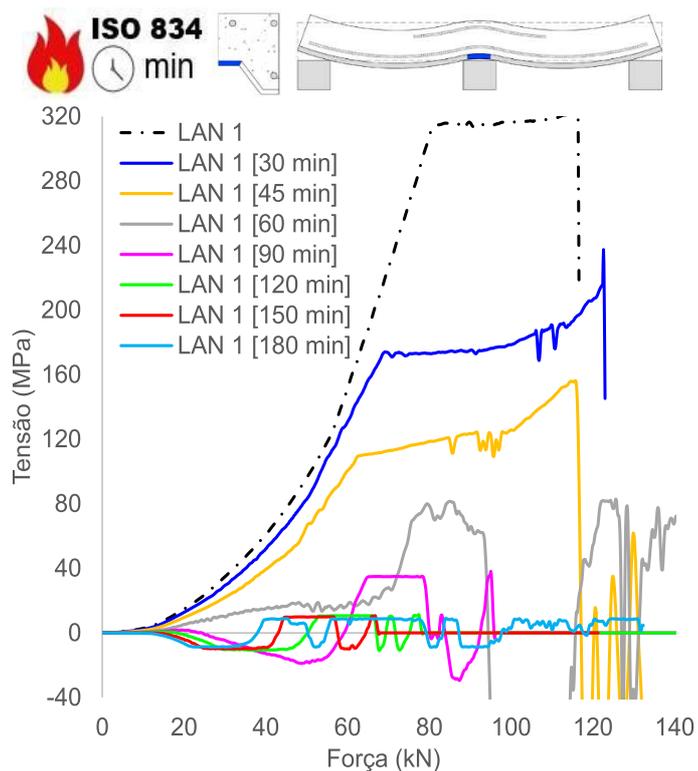
(b) Tensão concreto, superfície superior (vão)



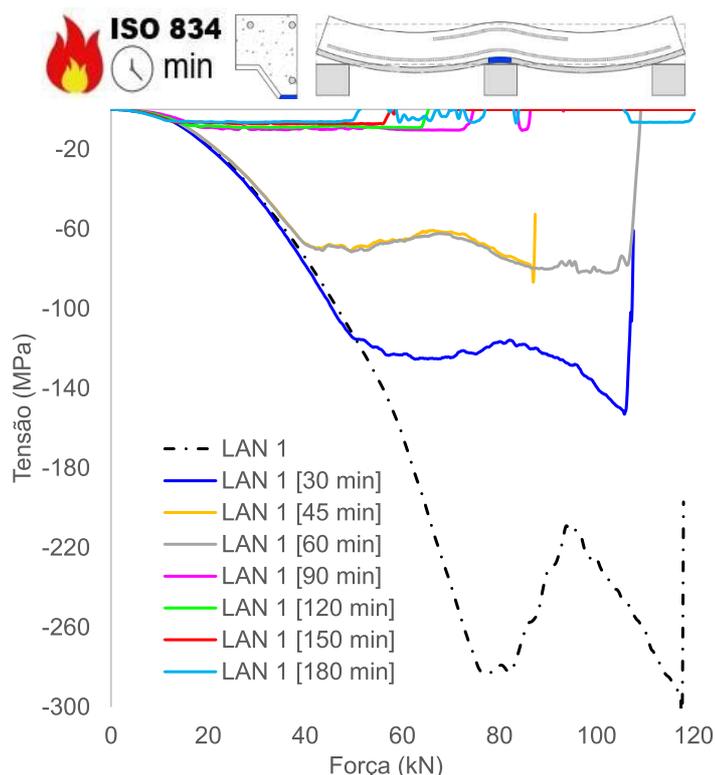
(c) Tensão chapa, mesa superior (vão)



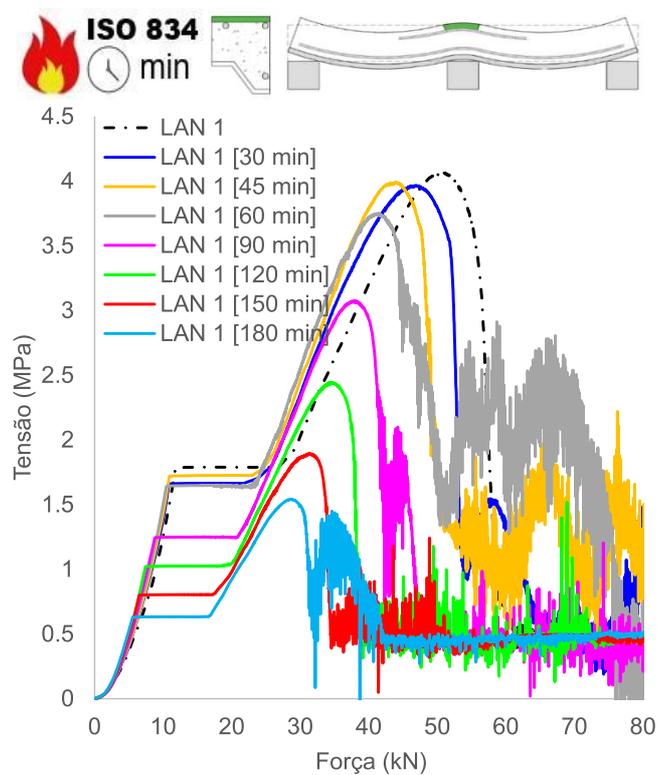
(d) Tensão chapa, mesa inferior (vão)



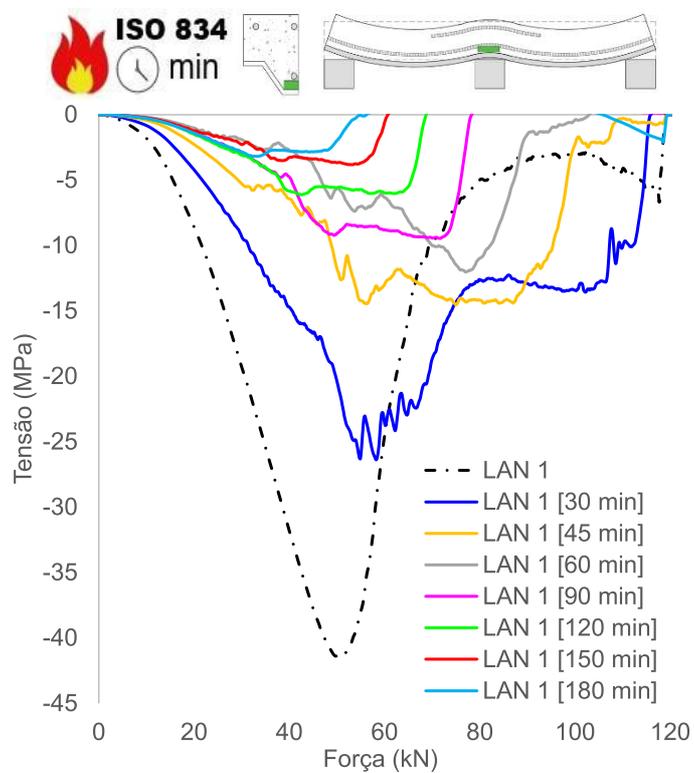
(e) Tensão chapa, mesa superior (apoio)



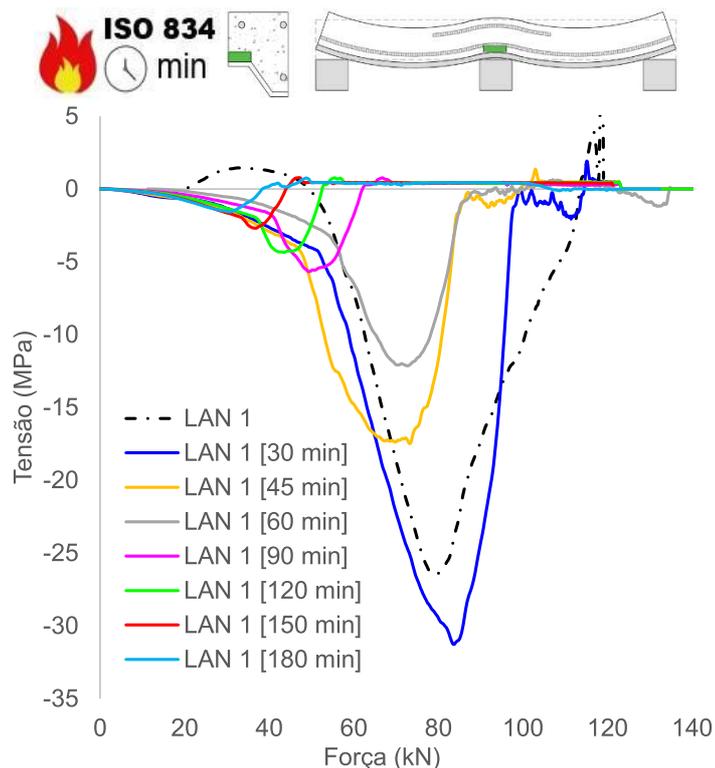
(f) Tensão chapa, mesa inferior (apoio)



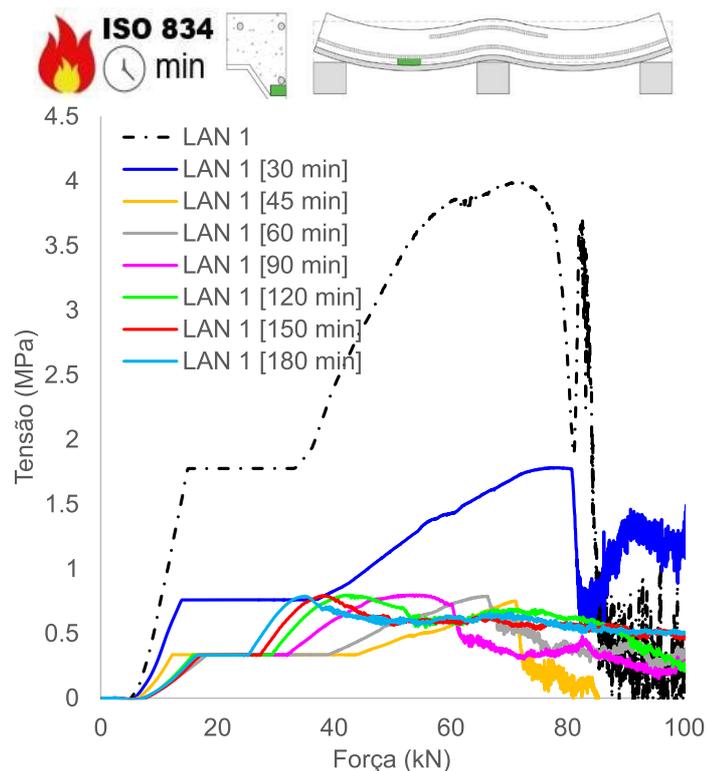
(g) Tensão concreto, superfície superior (apoio)



(h) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (apoio)



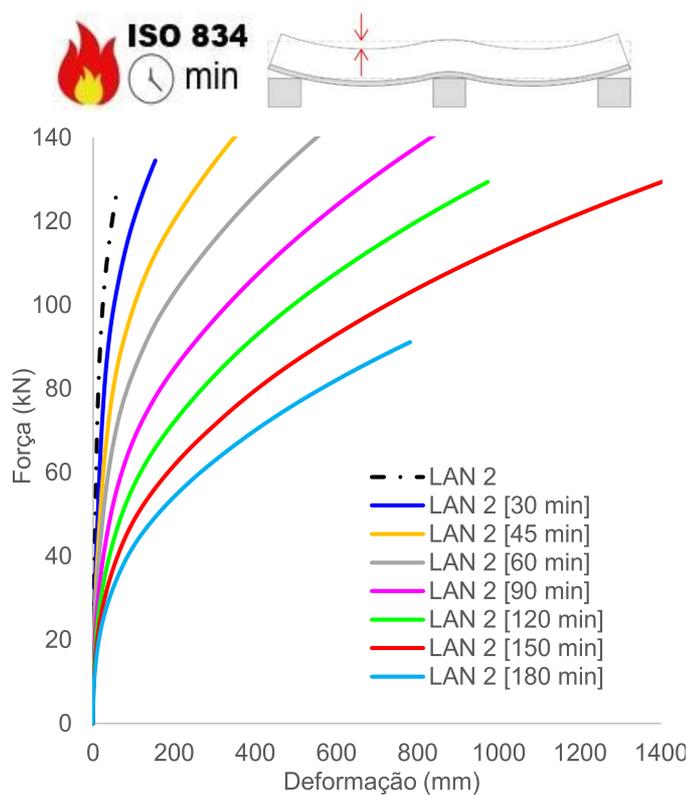
(i) Tensão concreto, adjacência mesa superior chapa (apoio)



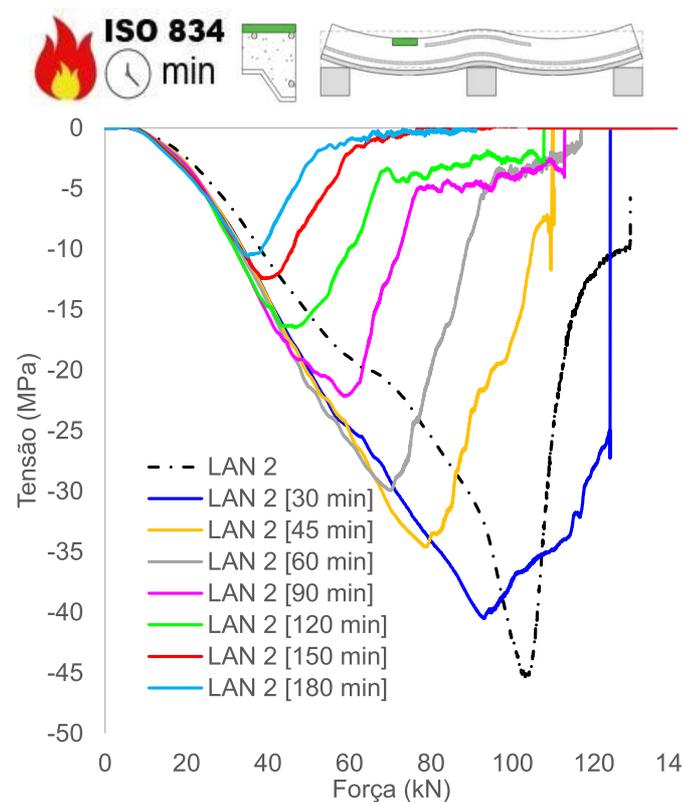
(j) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (vão)

Figura 227 – Tensões e deformações na LAN1

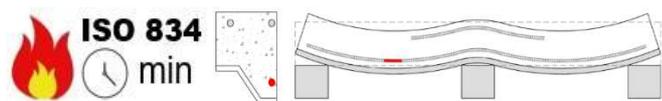
D.2 Tensões e deformações na LAN 2



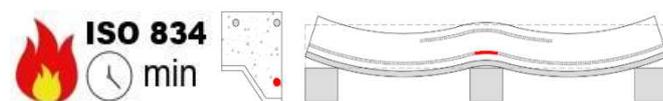
(a) Deformações verticais (flechas)



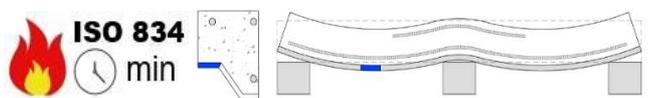
(b) Tensão concreto, superfície superior (vão)



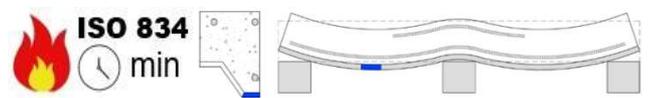
(c) Tensão armaduras positivas (vão)



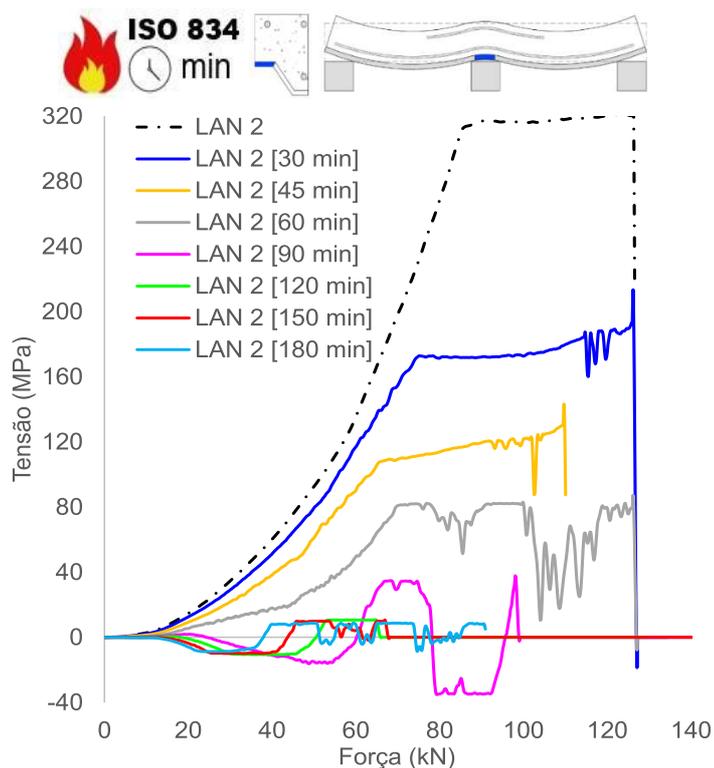
(d) Tensão armaduras positivas (apoio)



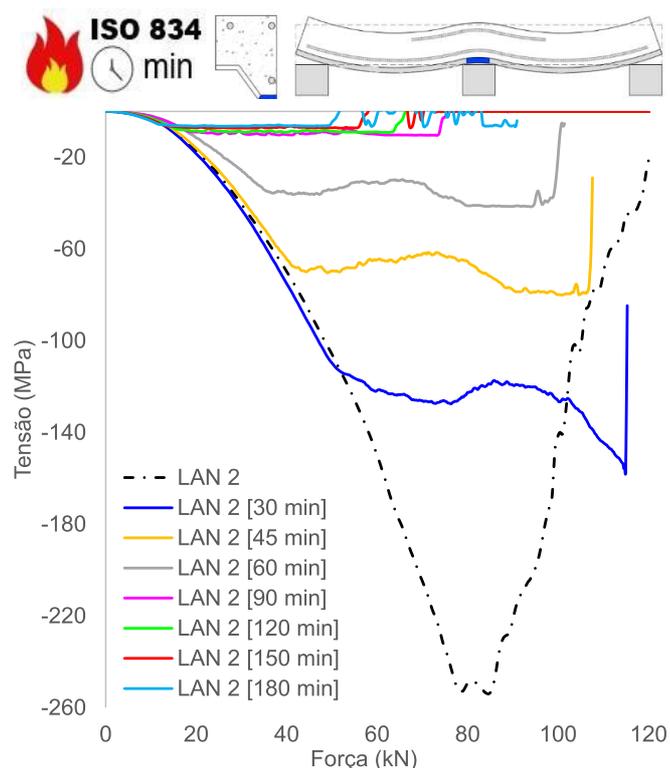
(e) Tensão chapa, mesa superior (vão)



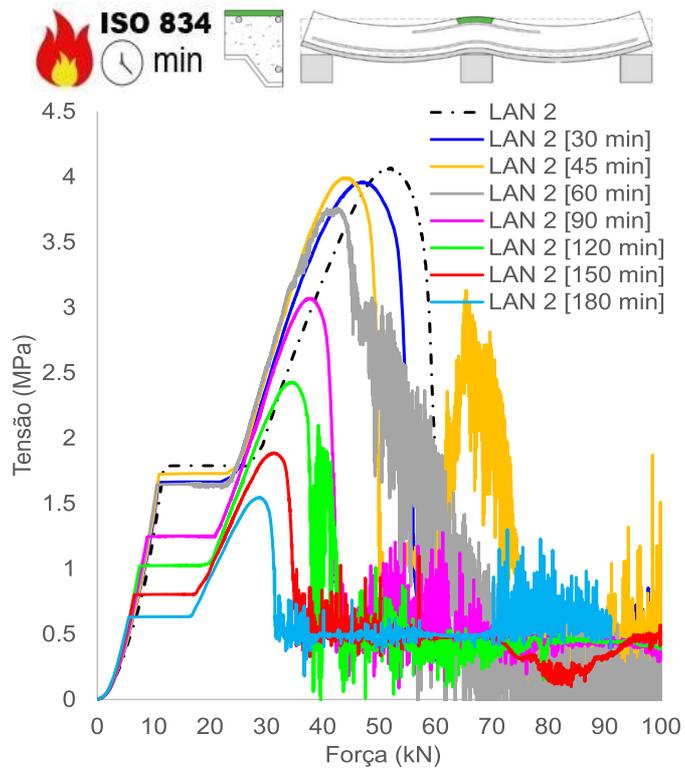
(f) Tensão chapa, mesa inferior (vão)



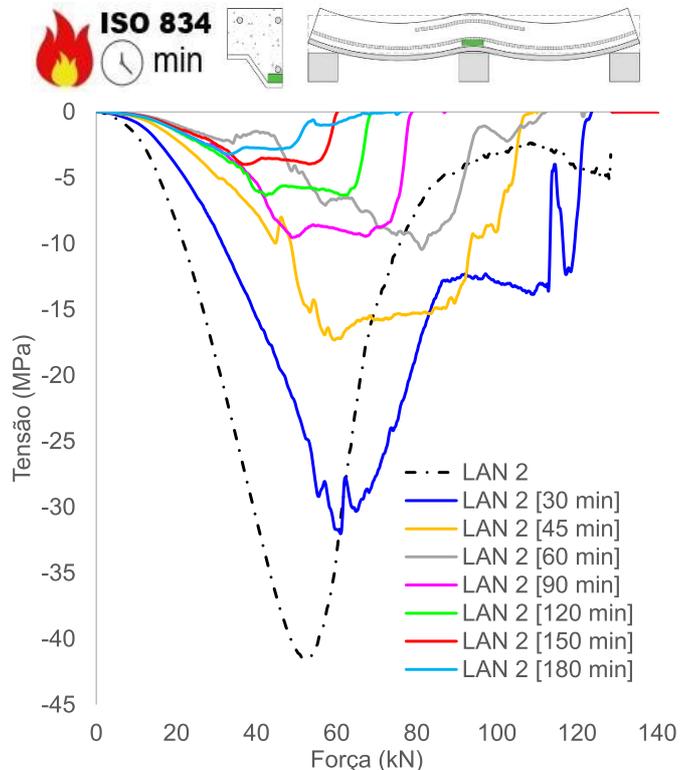
(g) Tensão chapa, mesa superior (apoio)



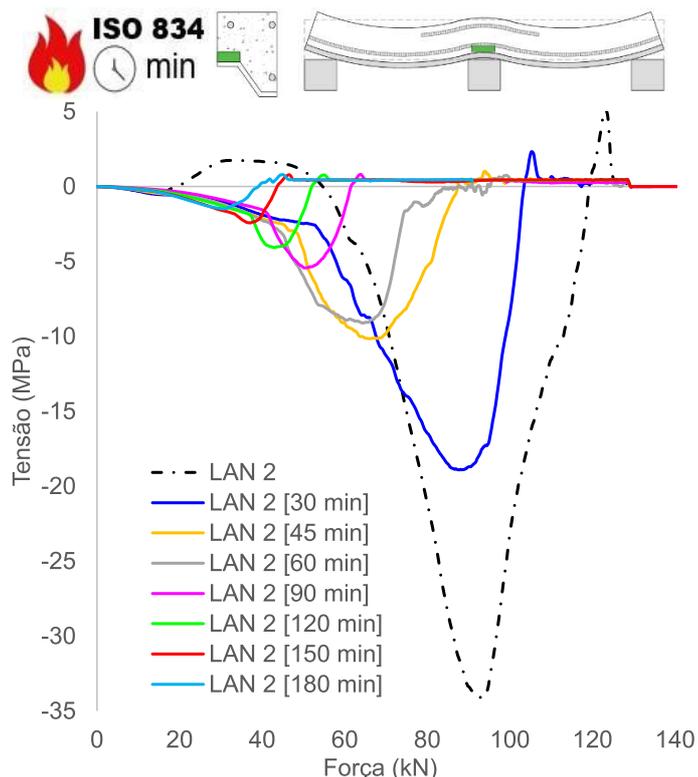
(h) Tensão chapa, mesa inferior (apoio)



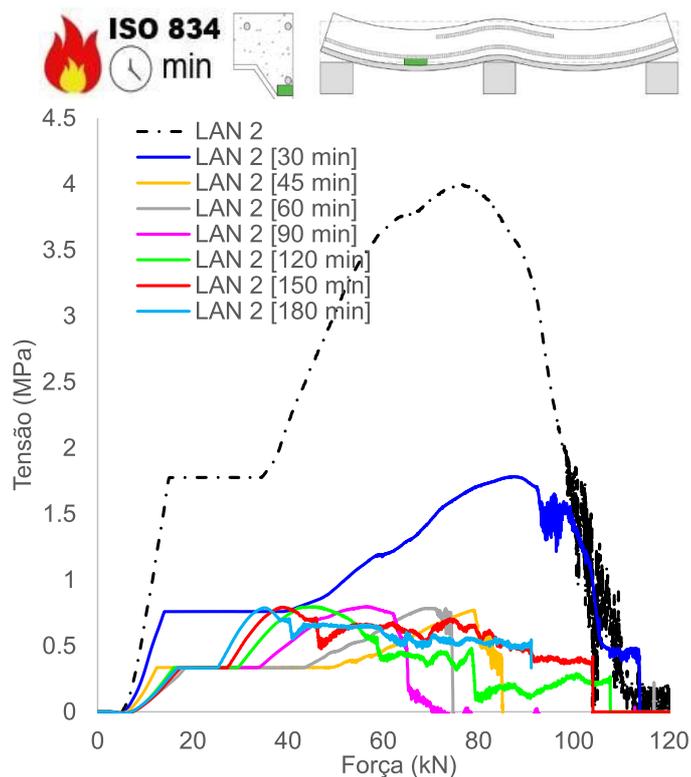
(i) Tensão concreto, superfície superior (apoio)



(j) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (apoio)



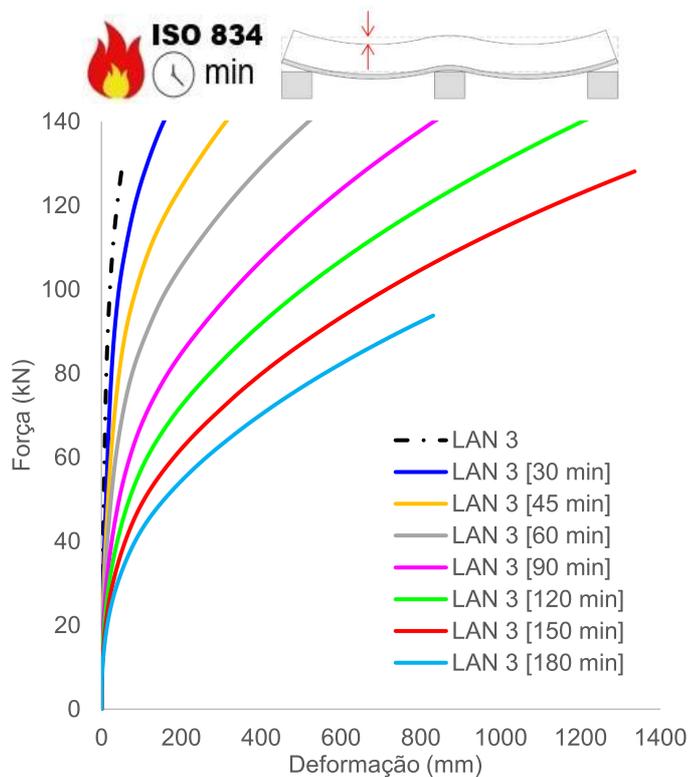
(k) Tensão concreto, adjacência mesa superior chapa (apoio)



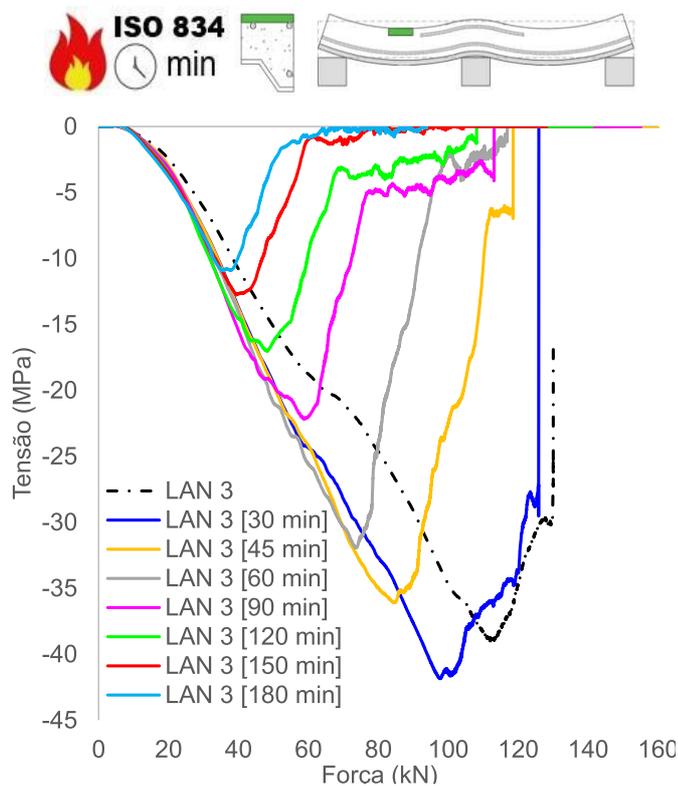
(l) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (vão)

Figura 228 – Tensões e deformações na LAN2

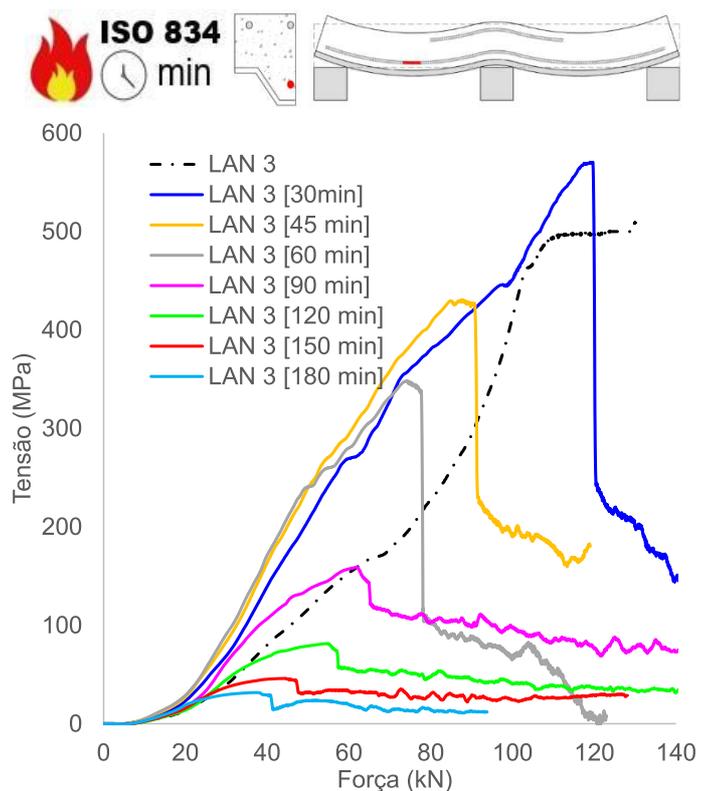
D.3 Tensões e deformações na LAN 3



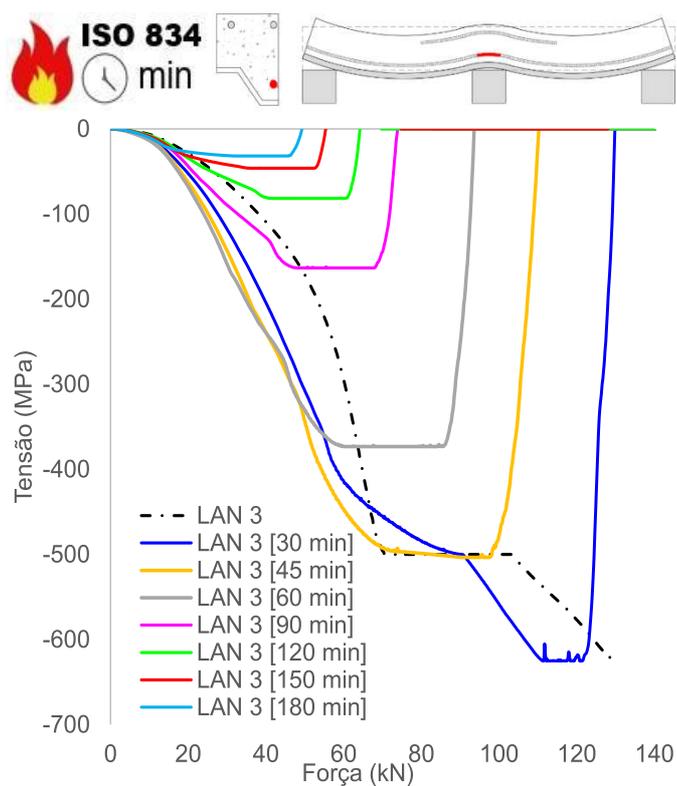
(a) Deformações verticais (flechas)



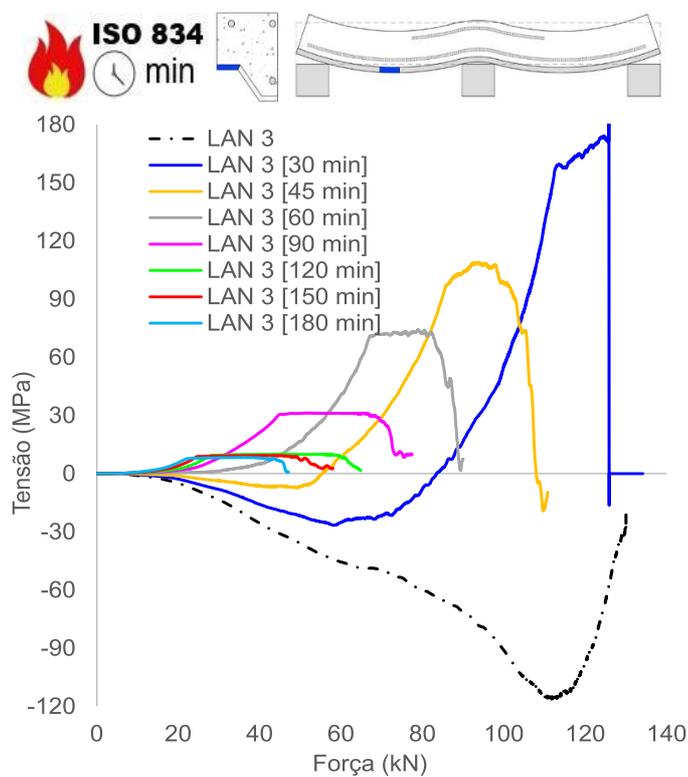
(b) Tensão concreto, superfície superior (vão)



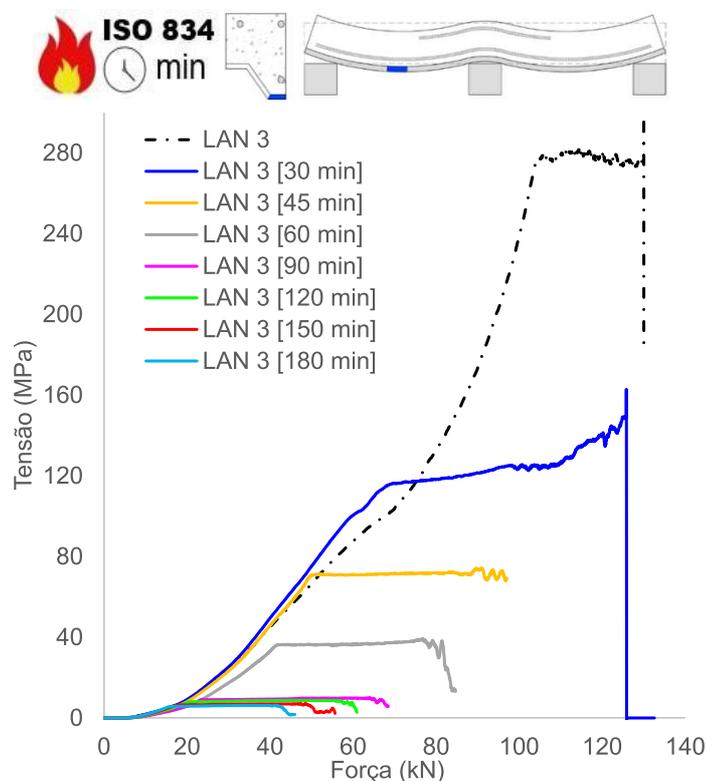
(c) Tensão armaduras positivas (vão)



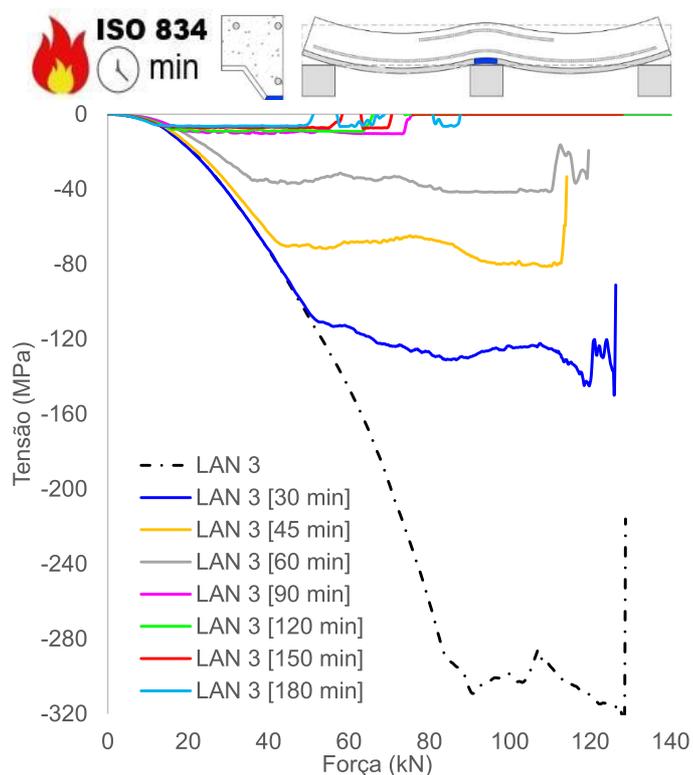
(d) Tensão armaduras positivas (apoio)



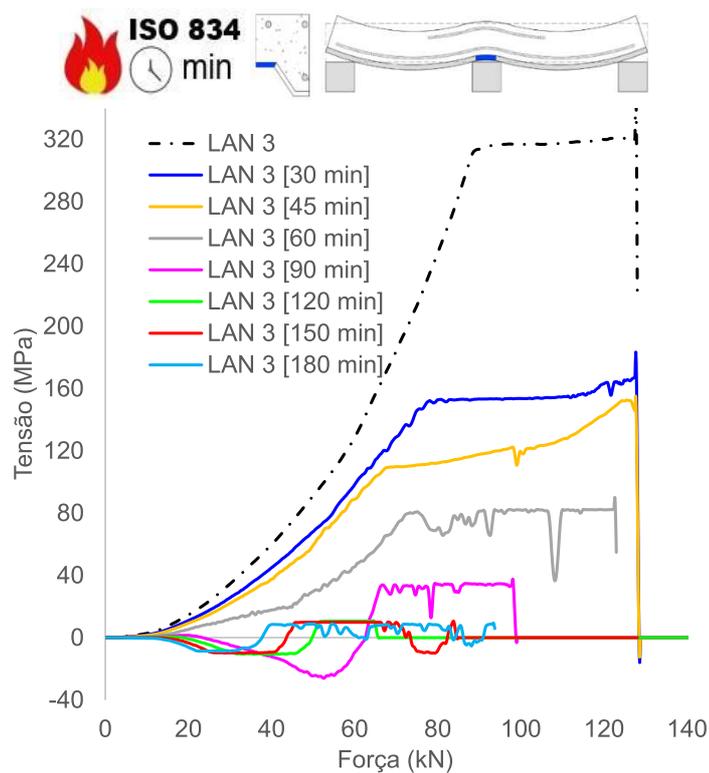
(e) Tensão chapa, mesa superior (vão)



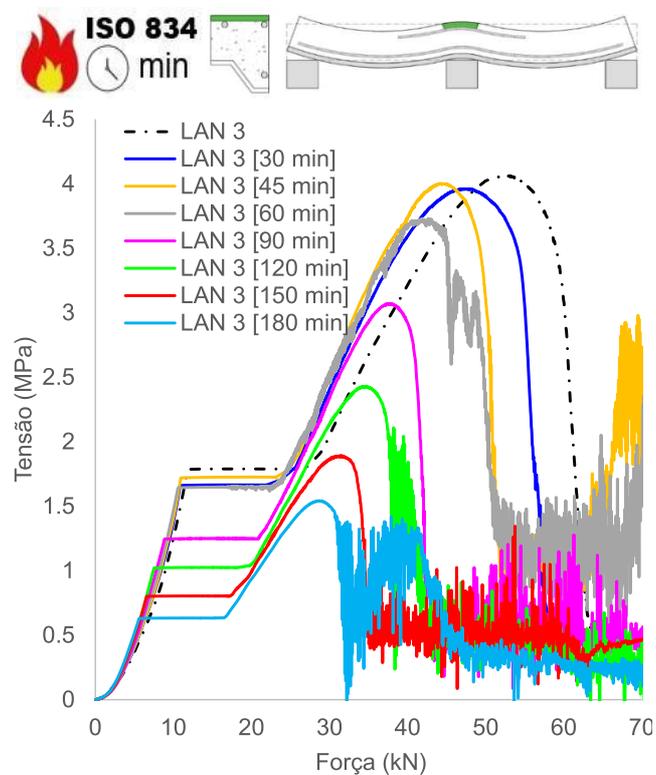
(f) Tensão chapa, mesa inferior (vão)



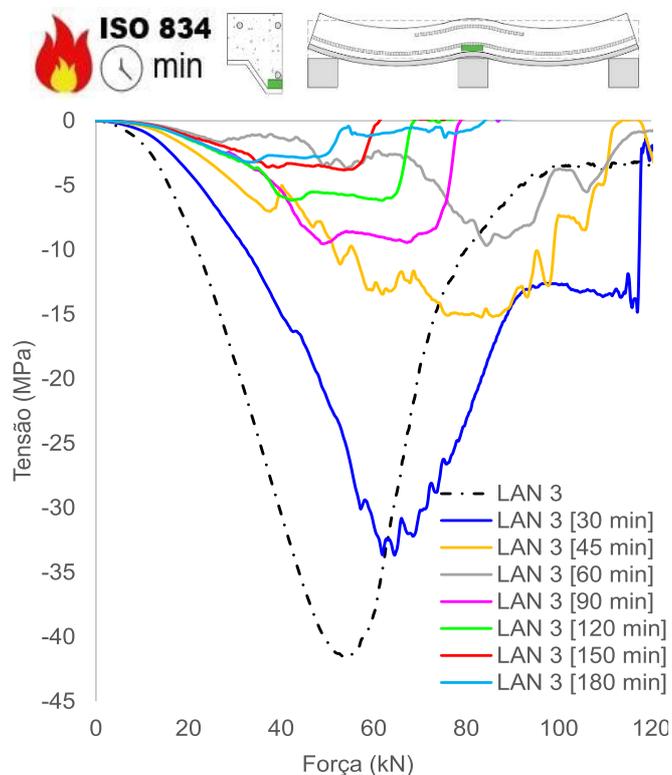
(g) Tensão chapa, mesa inferior (apoio)



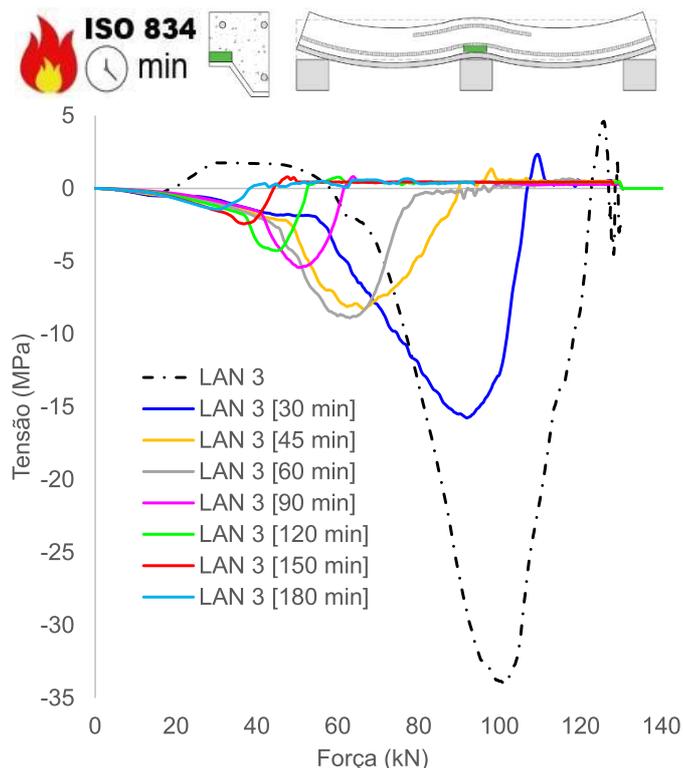
(h) Tensão chapa, mesa superior (apoio)



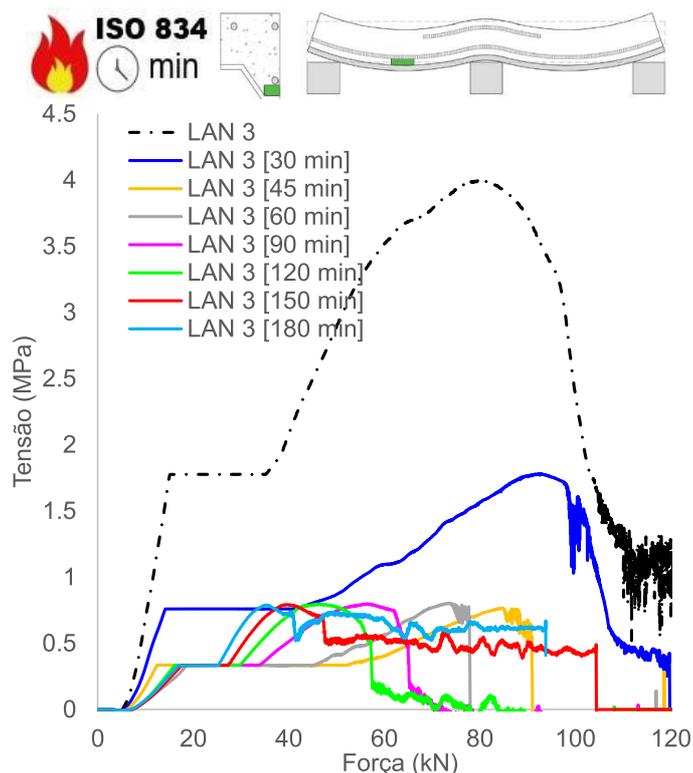
(i) Tensão concreto, superfície superior (apoio)



(j) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (apoio)



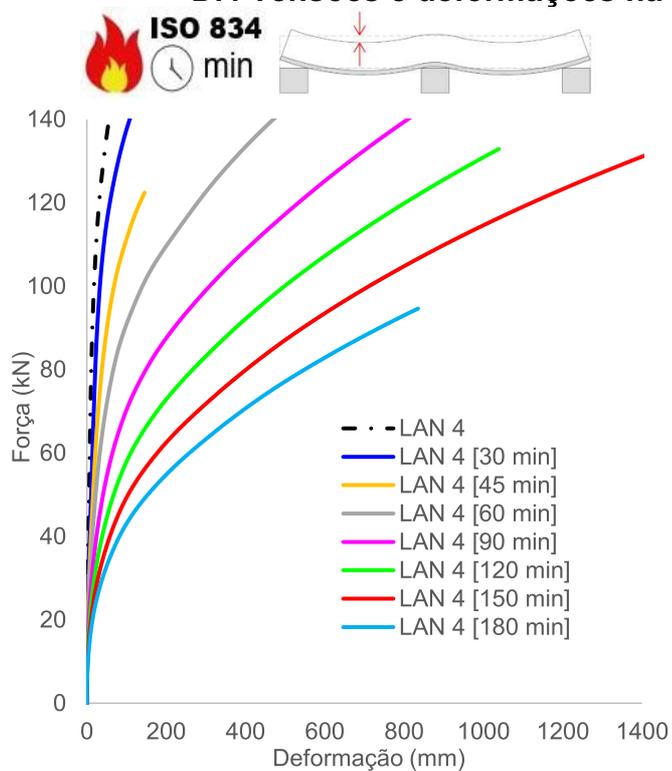
(k) Tensão concreto, adjacência mesa superior chapa (apoio)



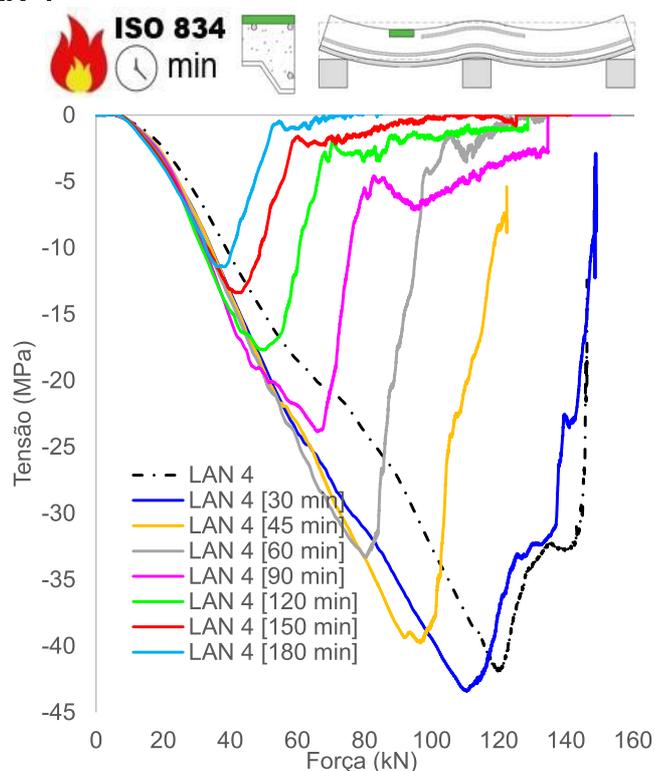
(l) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (vão)

Figura 229 – Tensões e deformações na LAN3

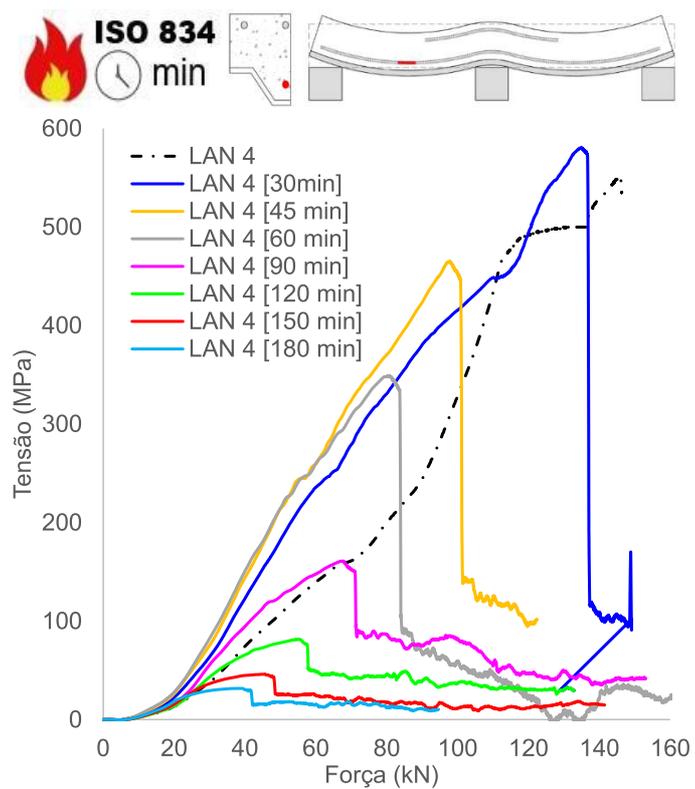
D.4 Tensões e deformações na LAN 4



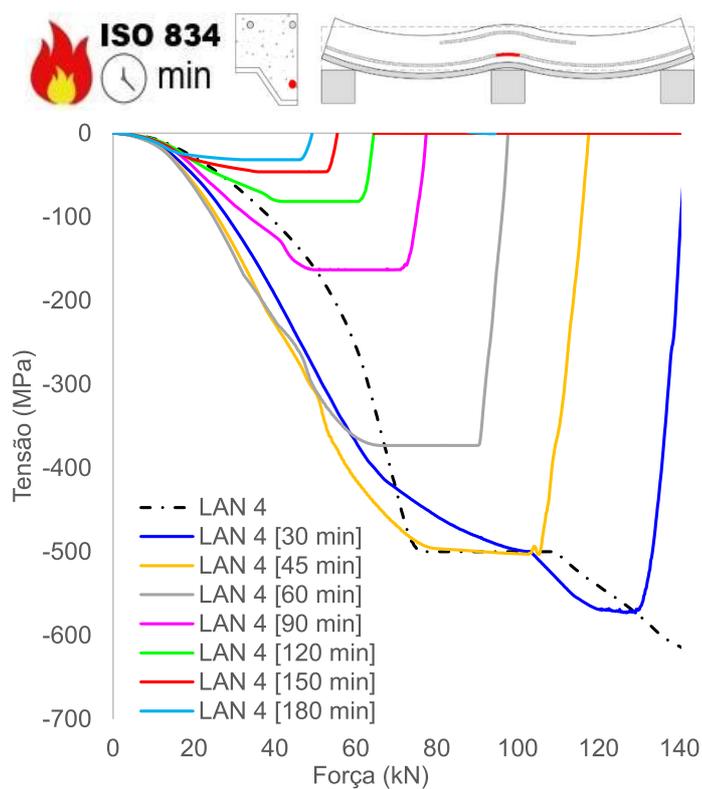
(a) Deformações verticais (flechas)



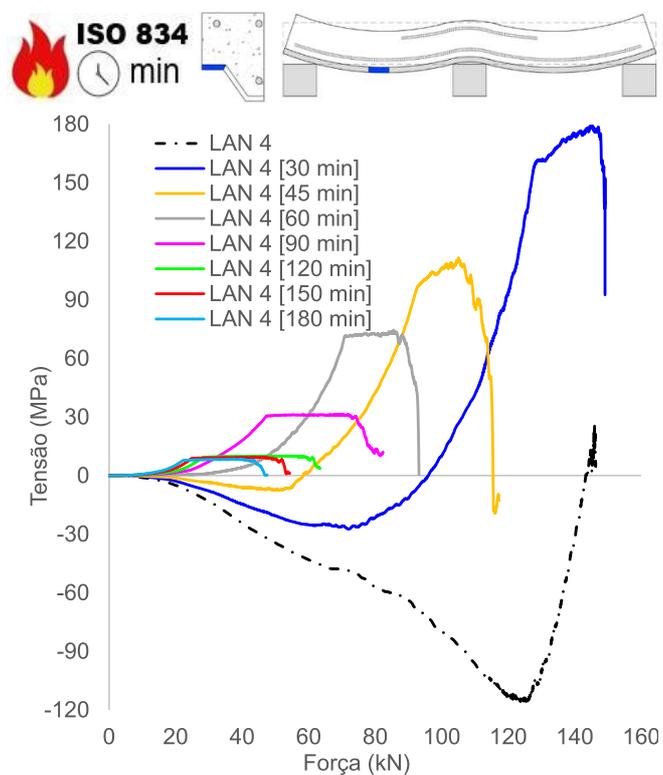
(b) Tensão concreto, superfície superior (vão)



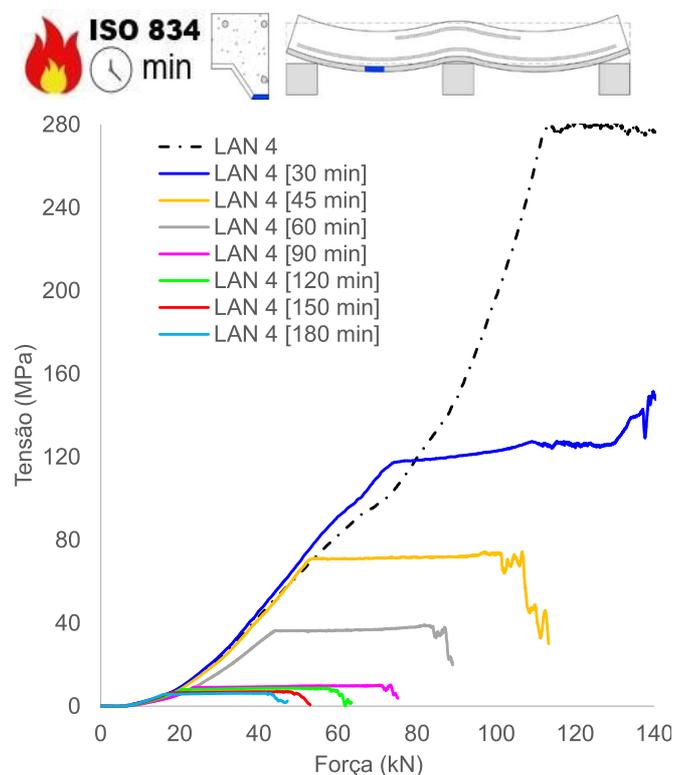
(c) Tensão armaduras positivas (vão)



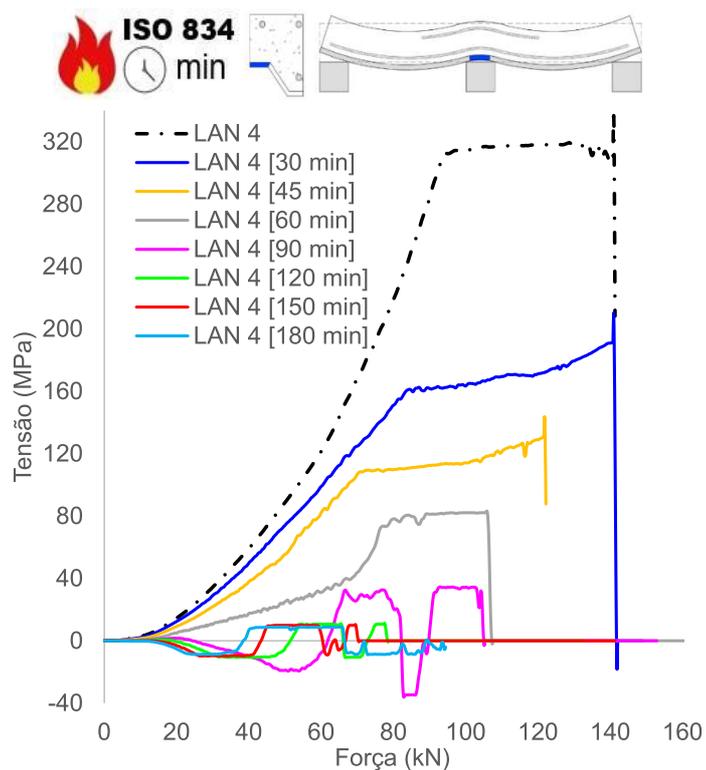
(d) Tensão armaduras positivas (apoio)



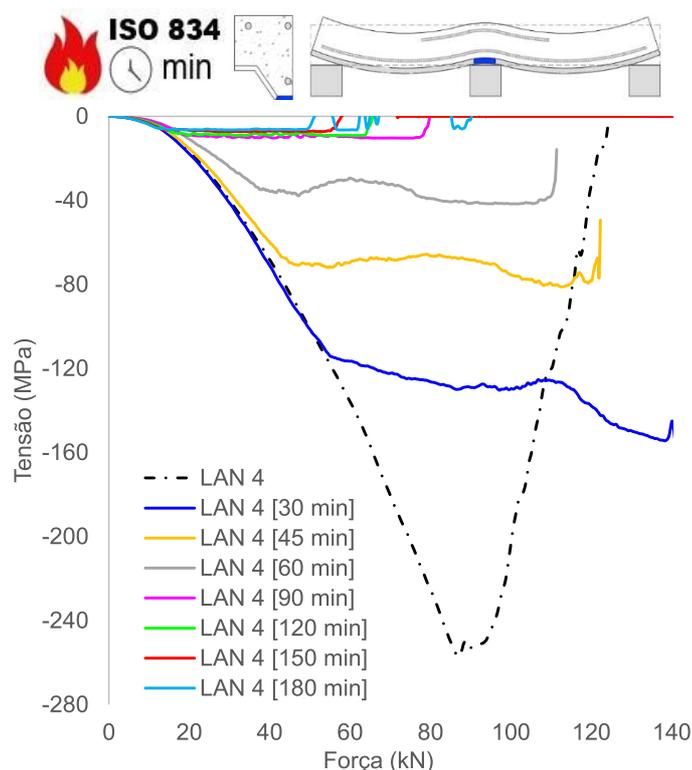
(e) Tensão chapa, mesa superior (vão)



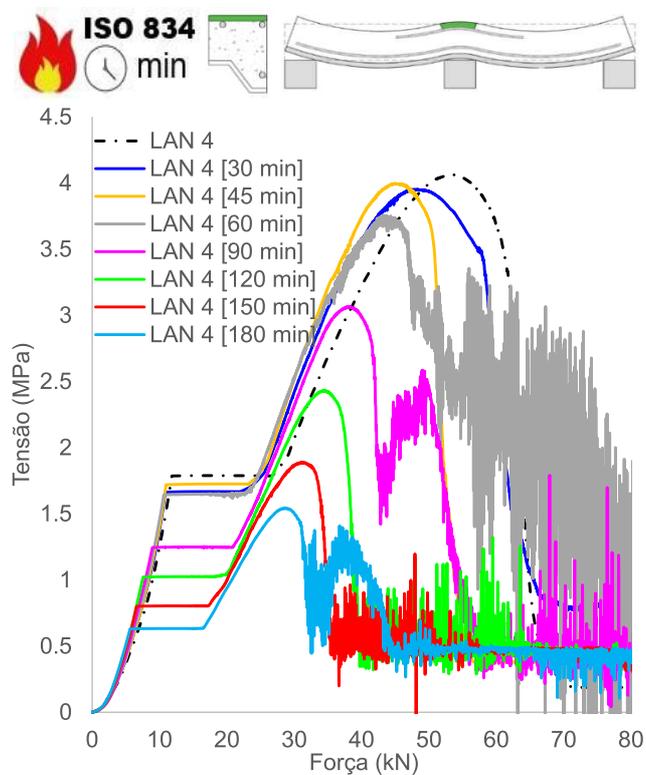
(f) Tensão chapa, mesa inferior (vão)



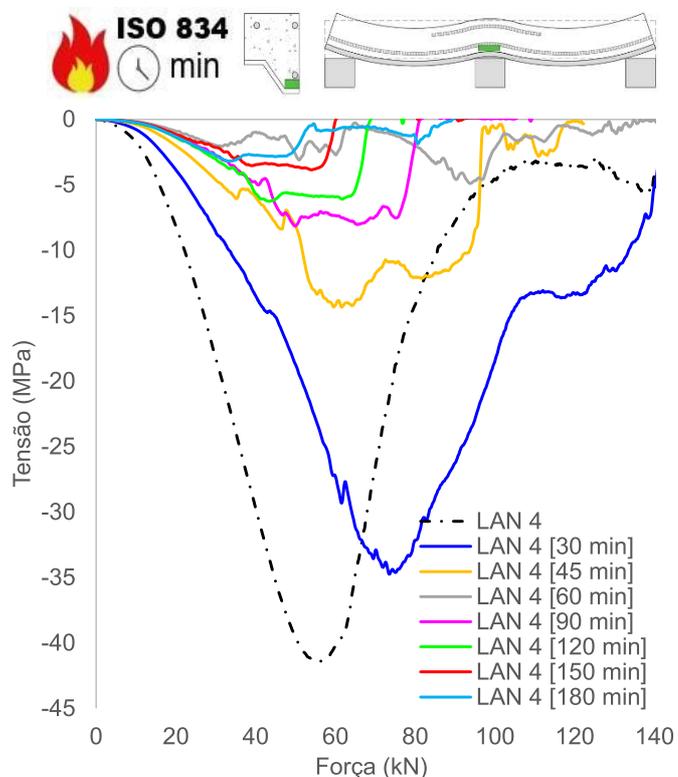
(g) Tensão chapa, mesa superior (apoio)



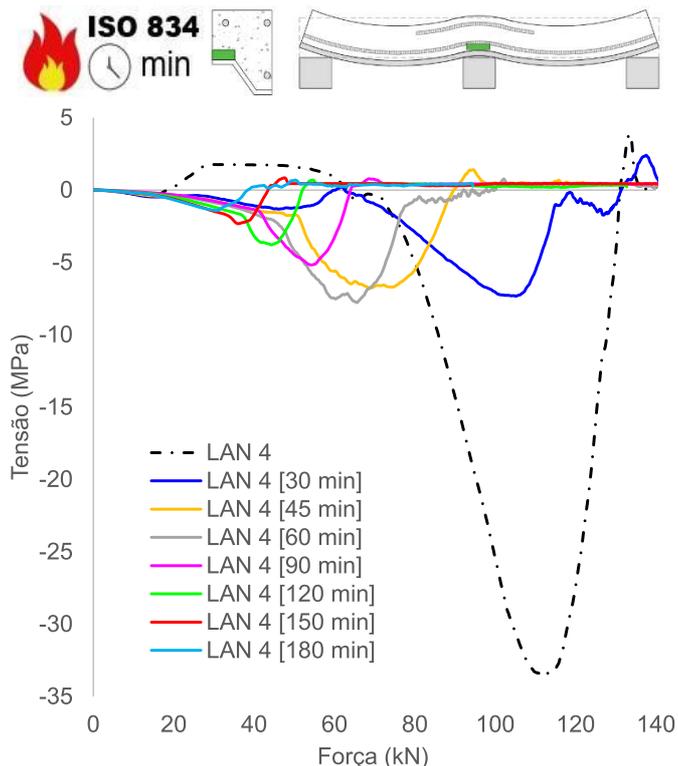
(h) Tensão chapa, mesa inferior (apoio)



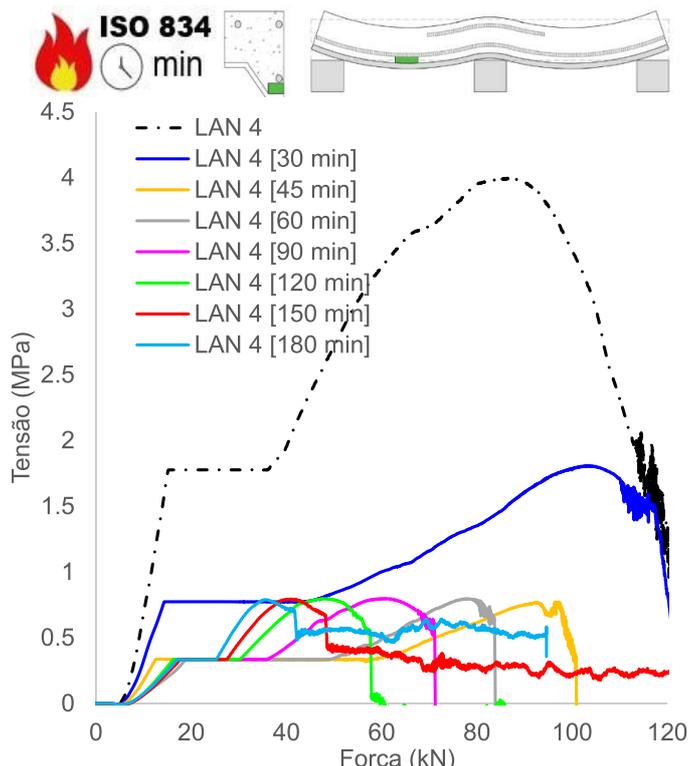
(i) Tensão concreto, superfície superior (apoio)



(j) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (apoio)



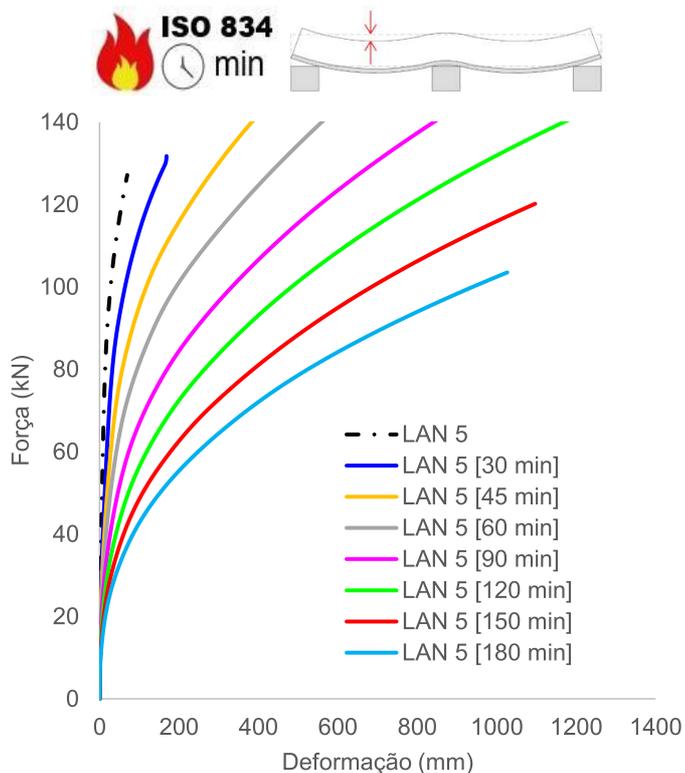
(k) Tensão concreto, adjacência mesa superior chapa (apoio)



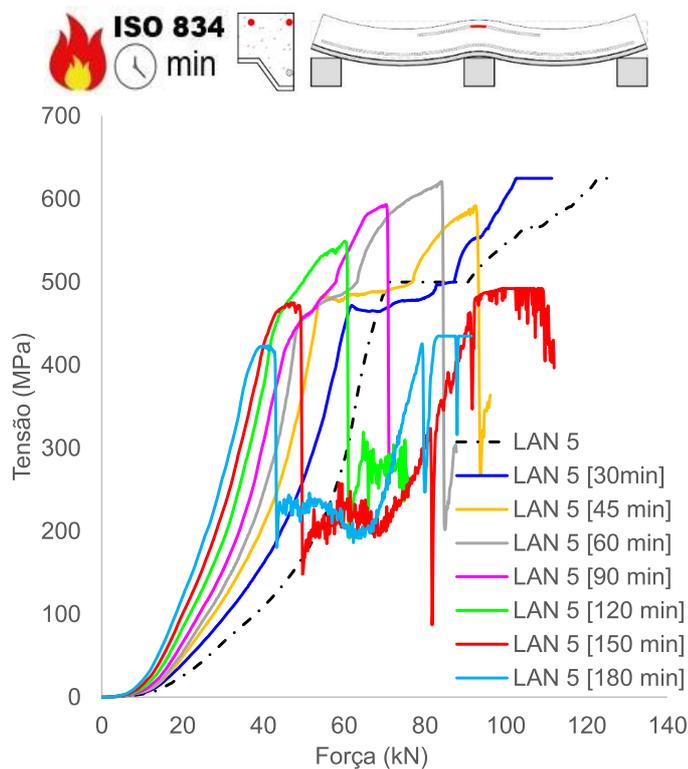
(l) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (vão)

Figura 230 – Tensões e deformações na LAN4

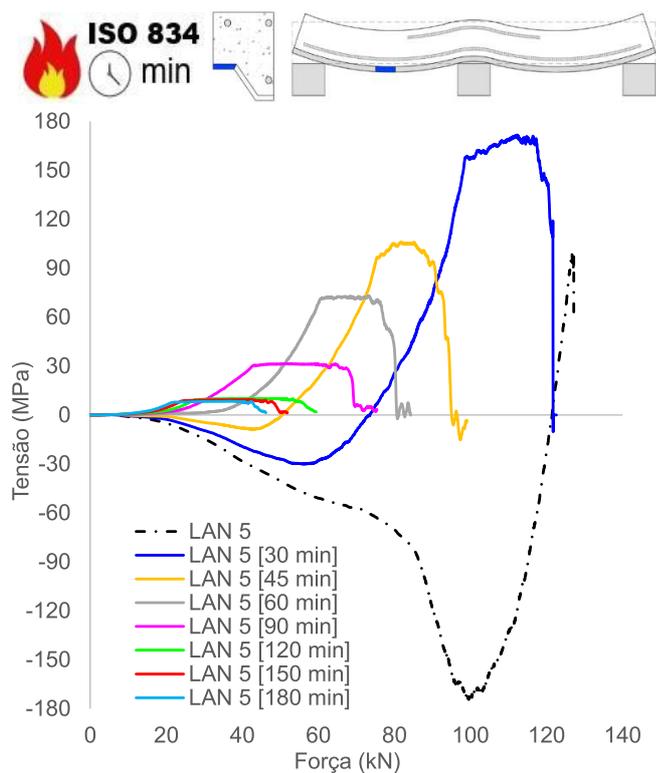
D.5 Tensões e deformações na LAN 5



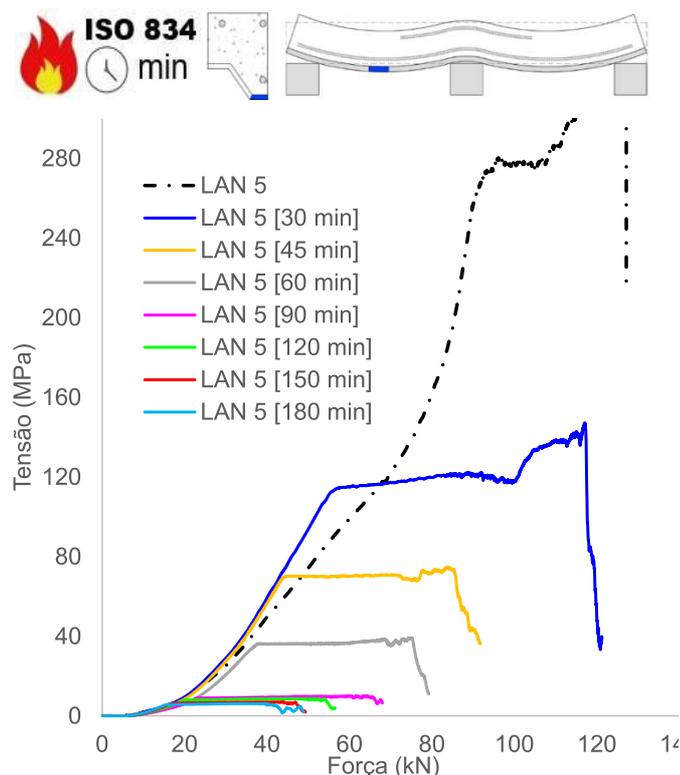
(a) Deformações verticais (flechas)



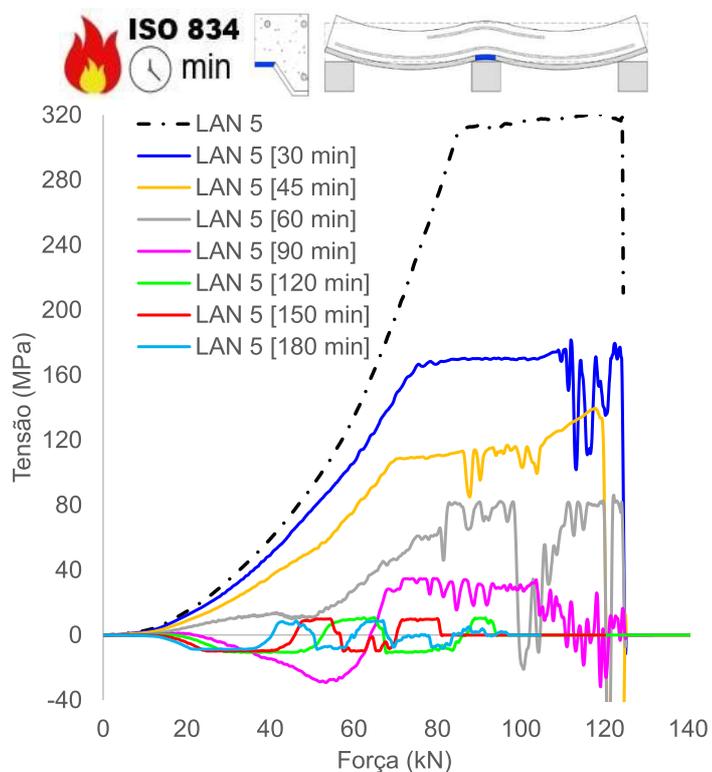
(b) Tensão armaduras negativas (apoio)



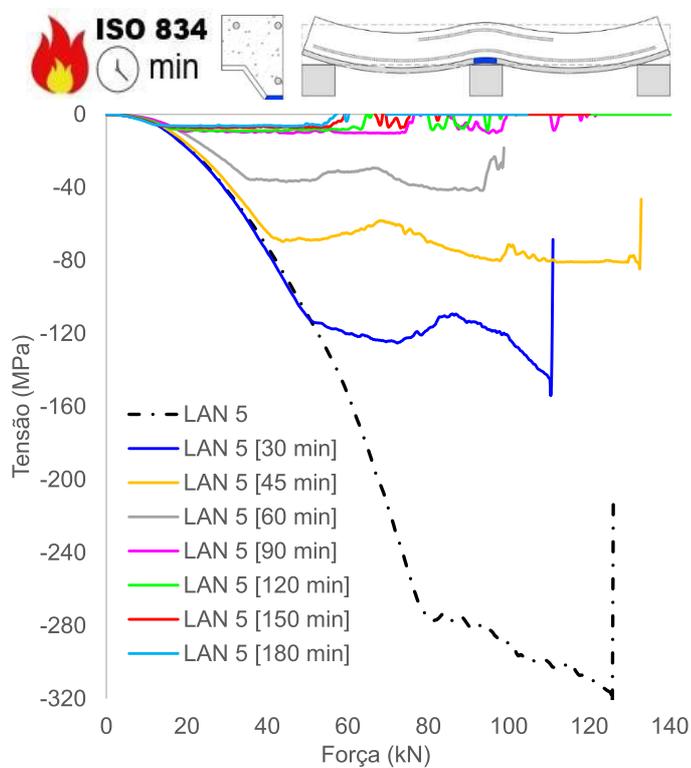
(c) Tensão chapa, mesa superior (vão)



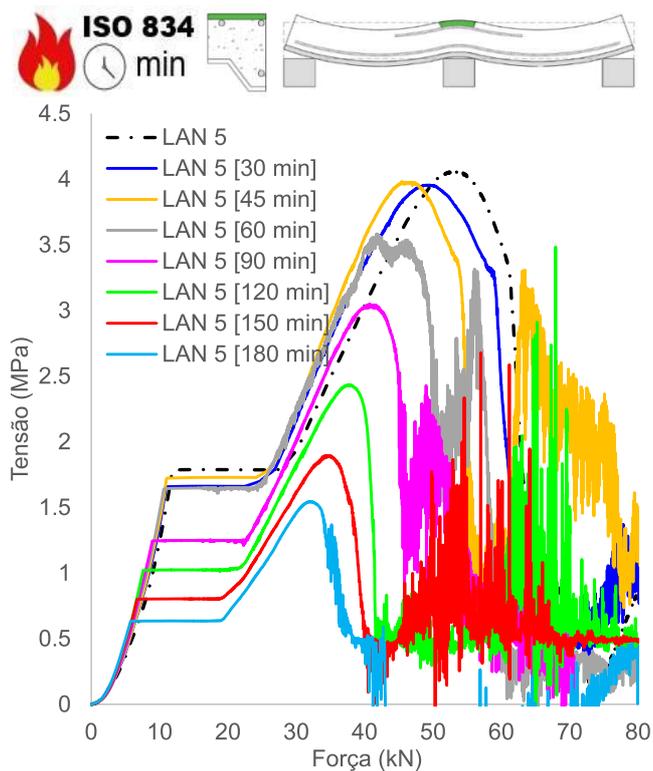
(d) Tensão chapa, mesa inferior (vão)



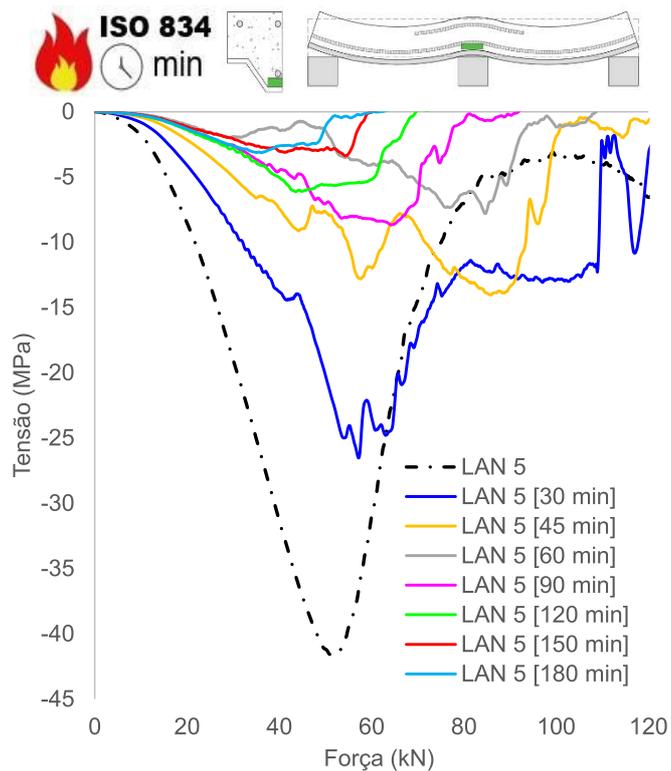
(e) Tensão chapa, mesa superior (apoio)



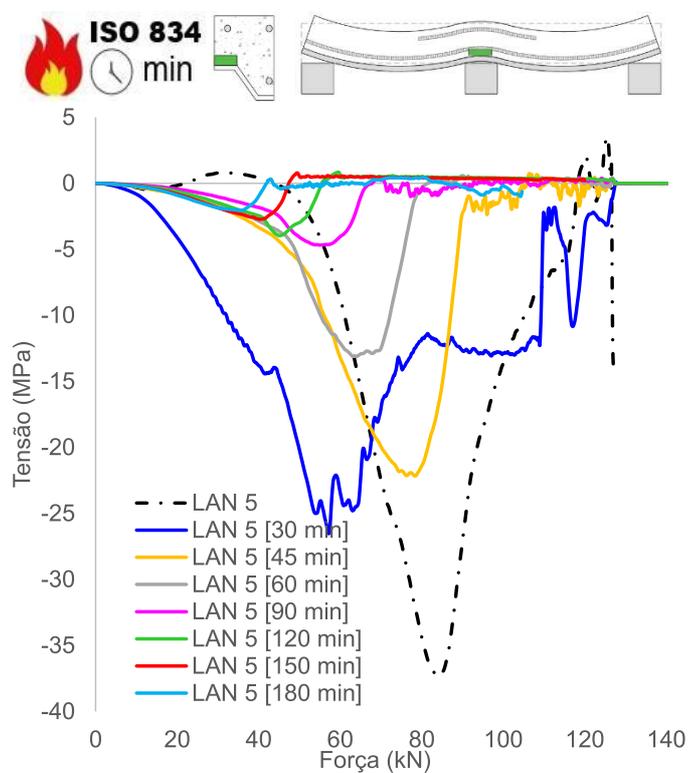
(f) Tensão chapa, mesa inferior (apoio)



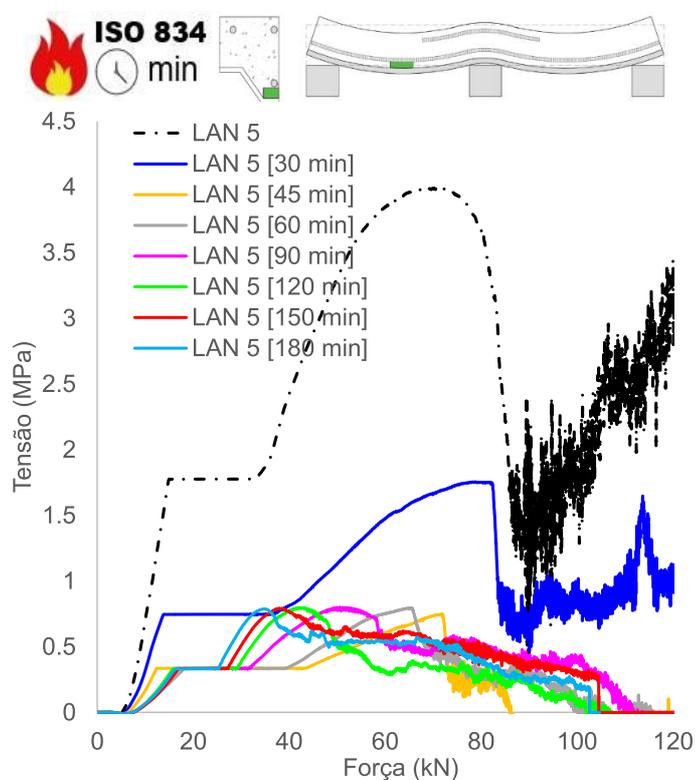
(g) Tensão concreto, superfície superior (apoio)



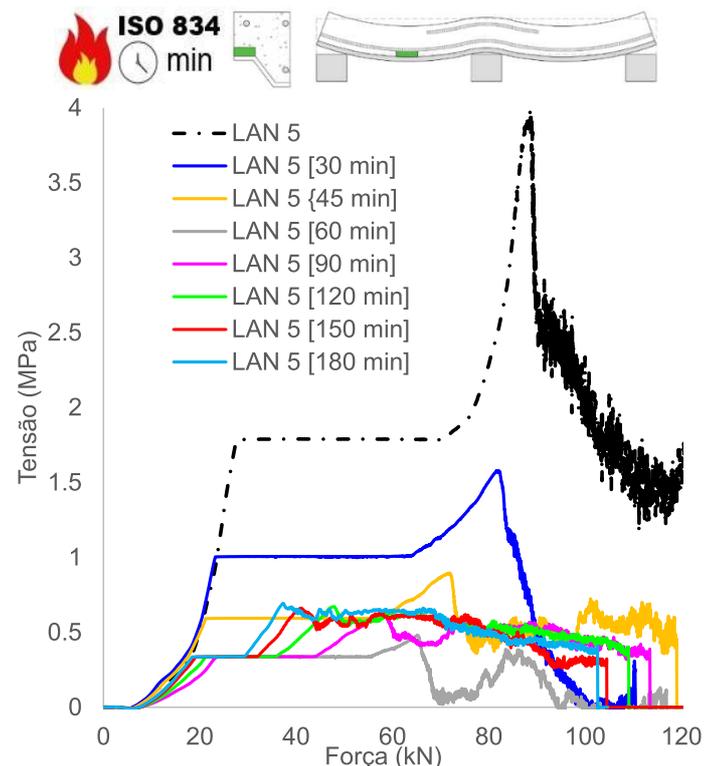
(h) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (apoio)



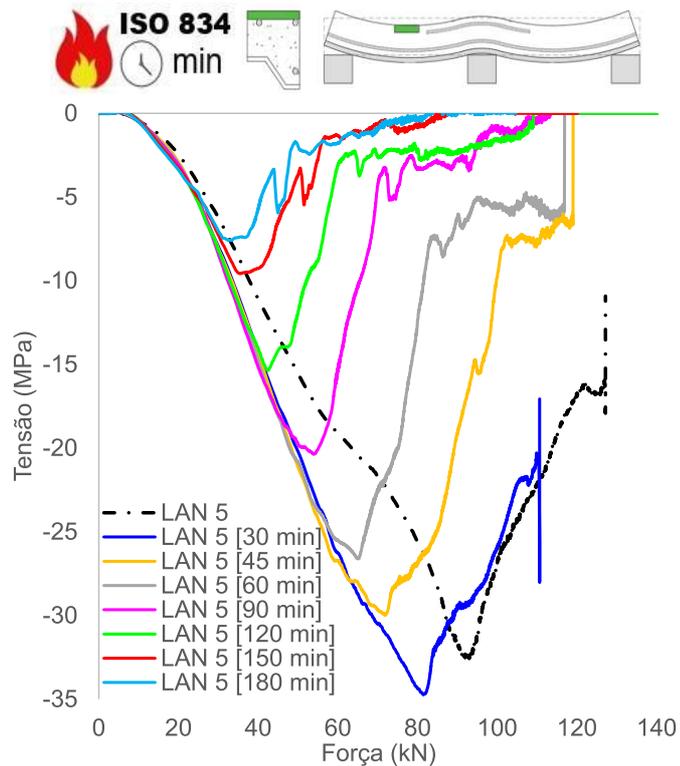
(i) Tensão concreto, adjacência mesa superior chapa (apoio)



(j) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (vão)



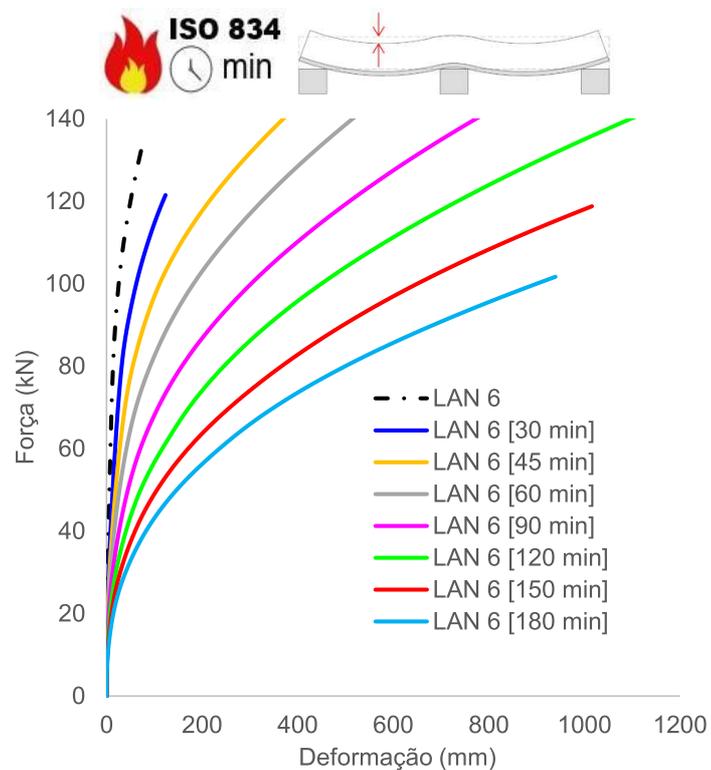
(k) Tensão concreto, adjacência mesa superior chapa (vão)



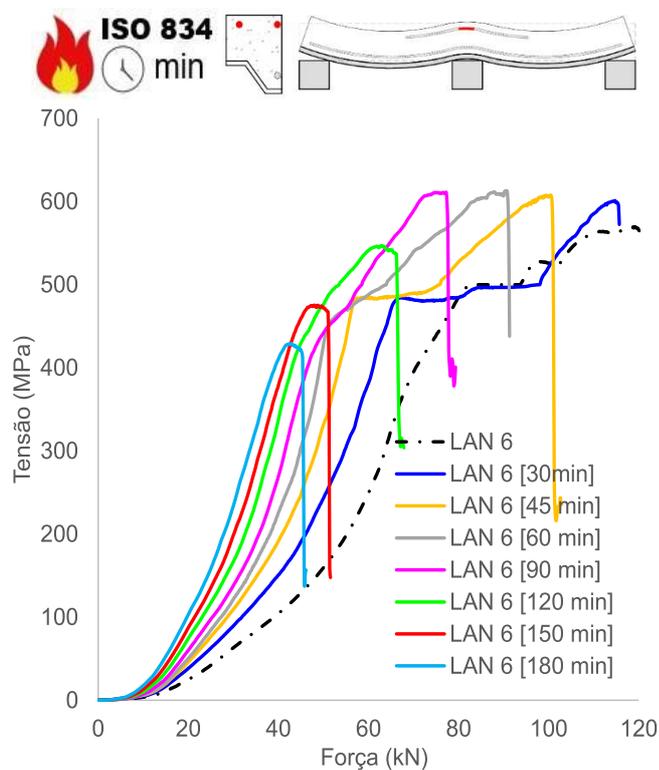
(l) Tensão concreto, superfície superior (vão)

Figura 231 – Tensões e deformações na LAN5

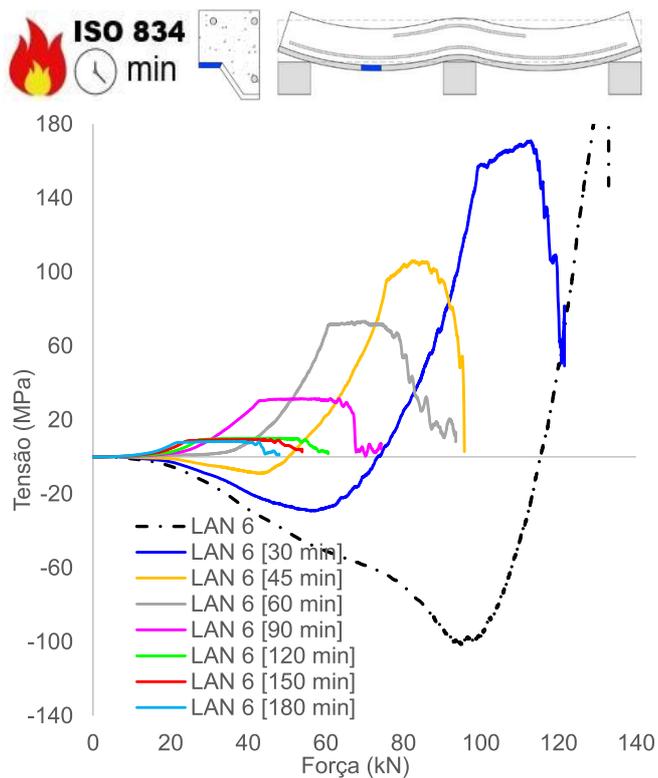
D.6 Tensões e deformações na LAN 6



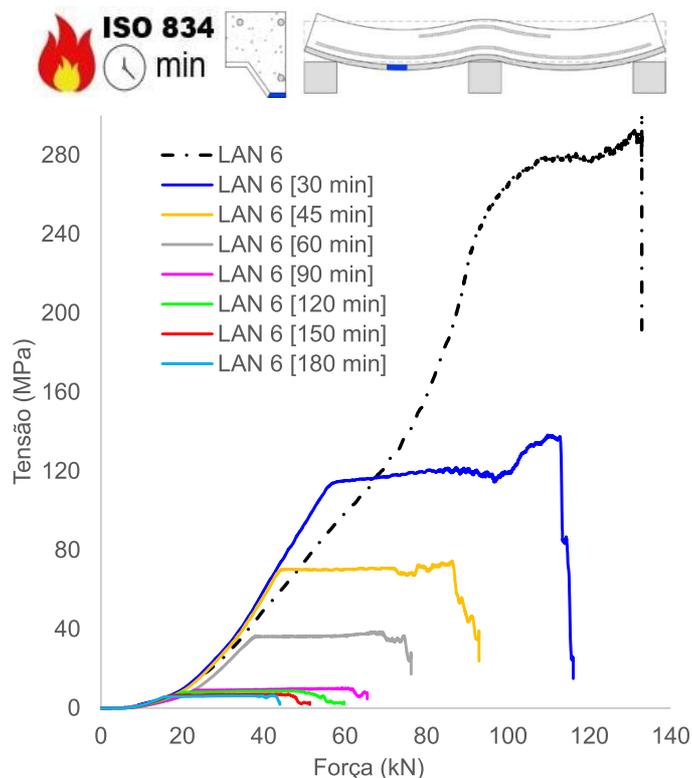
(a) Deformações verticais (flechas)



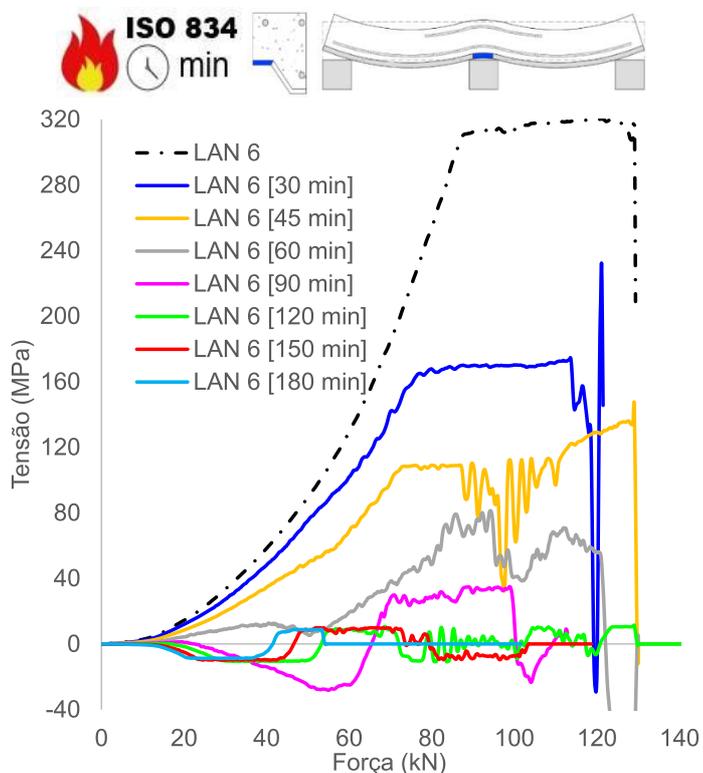
(b) Tensão armaduras negativas (apoio)



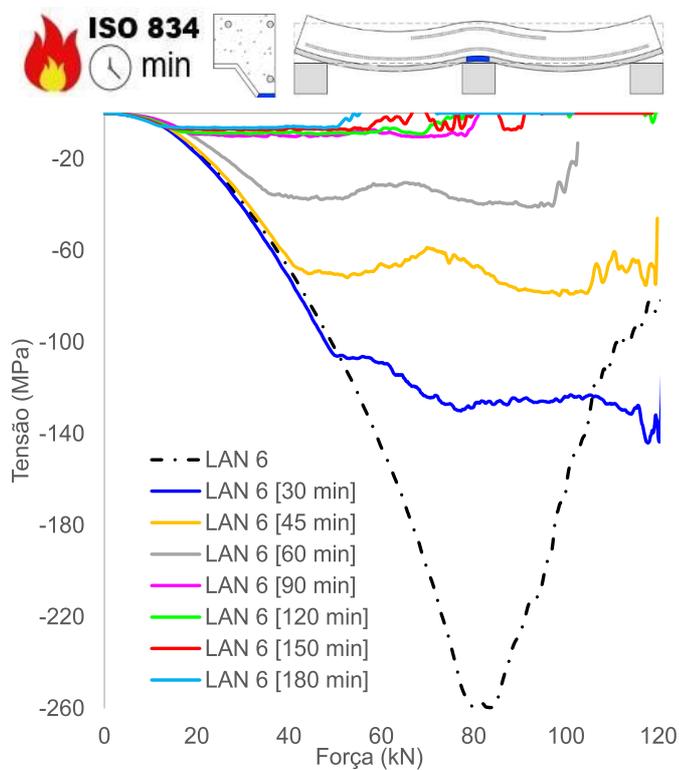
(c) Tensão chapa, mesa superior (vão)



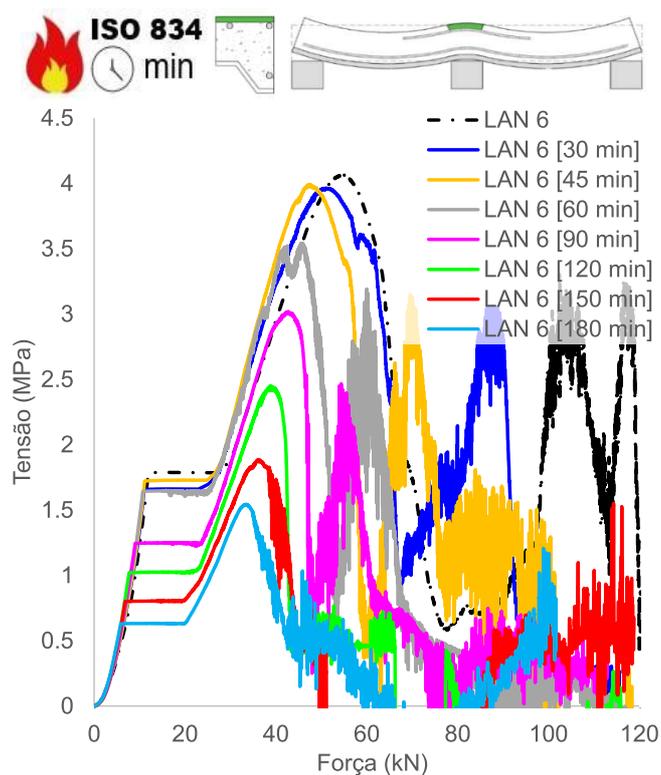
(d) Tensão chapa, mesa inferior (vão)



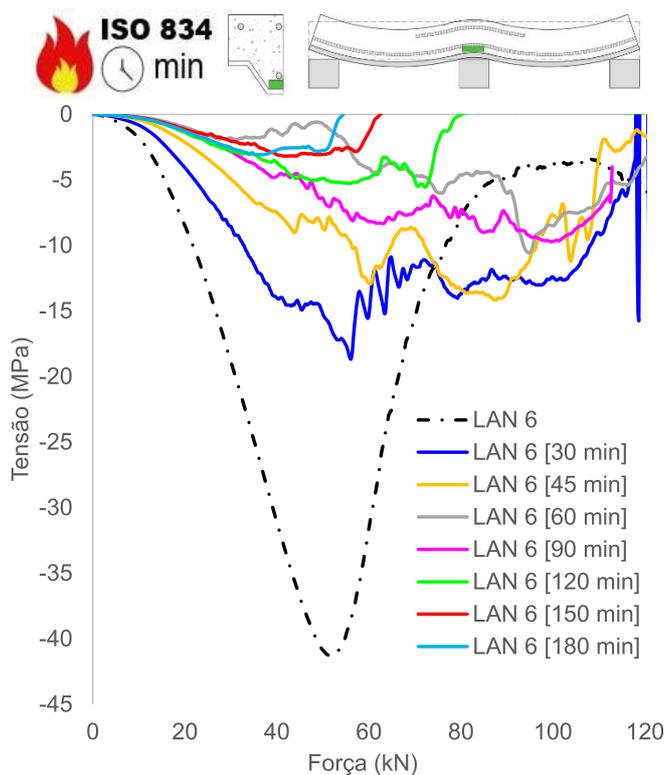
(e) Tensão chapa, mesa superior (apoio)



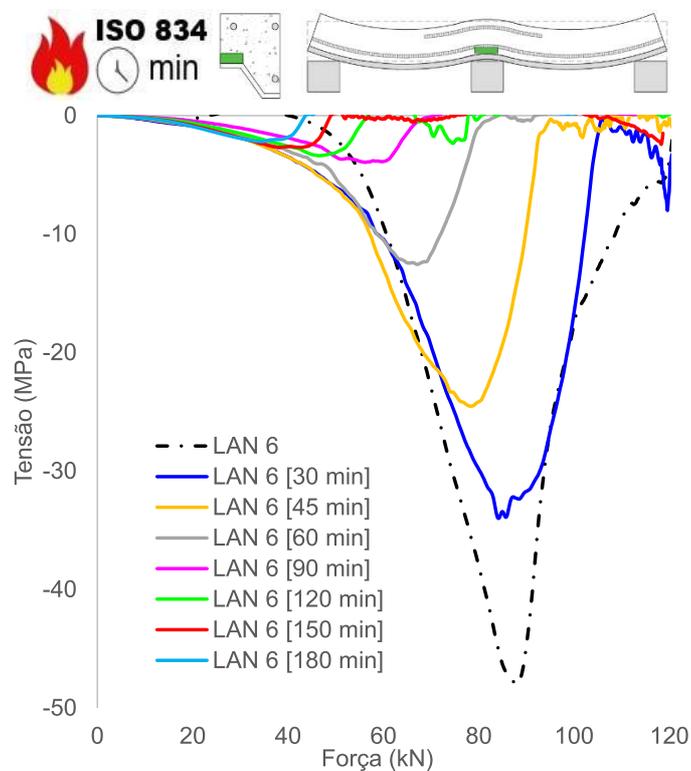
(f) Tensão chapa, mesa inferior (apoio)



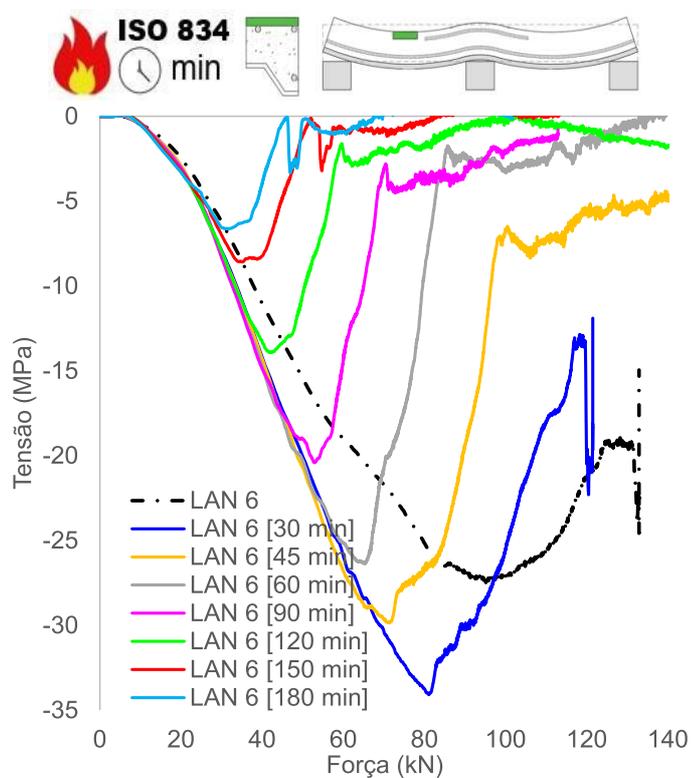
(g) Tensão concreto, superfície superior (apoio)



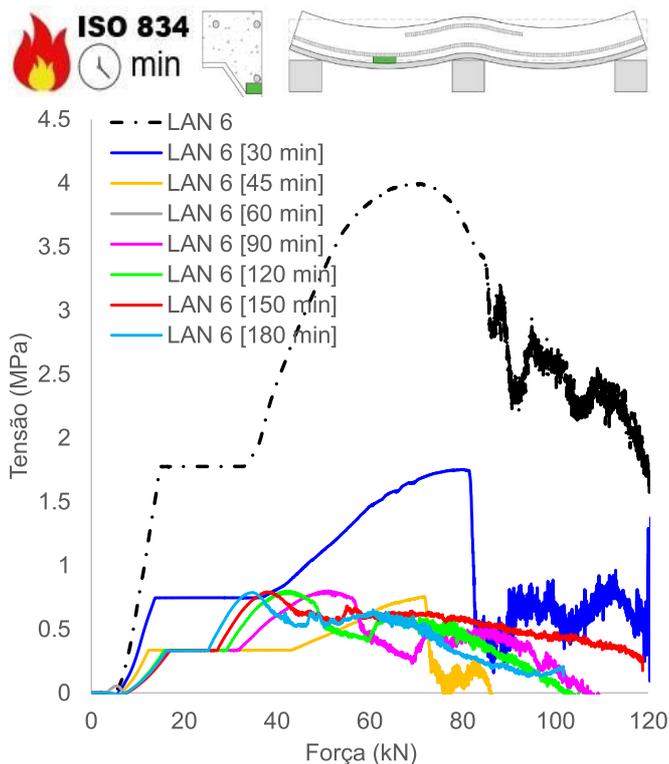
(h) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (apoio)



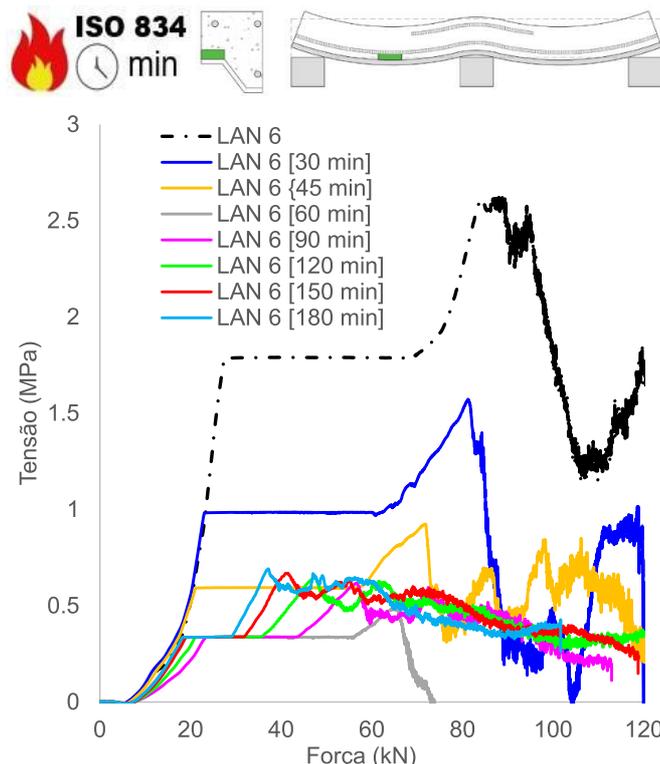
(i) Tensão concreto, adjacência mesa superior chapa (apoio)



(j) Tensão concreto, superfície superior (vão)



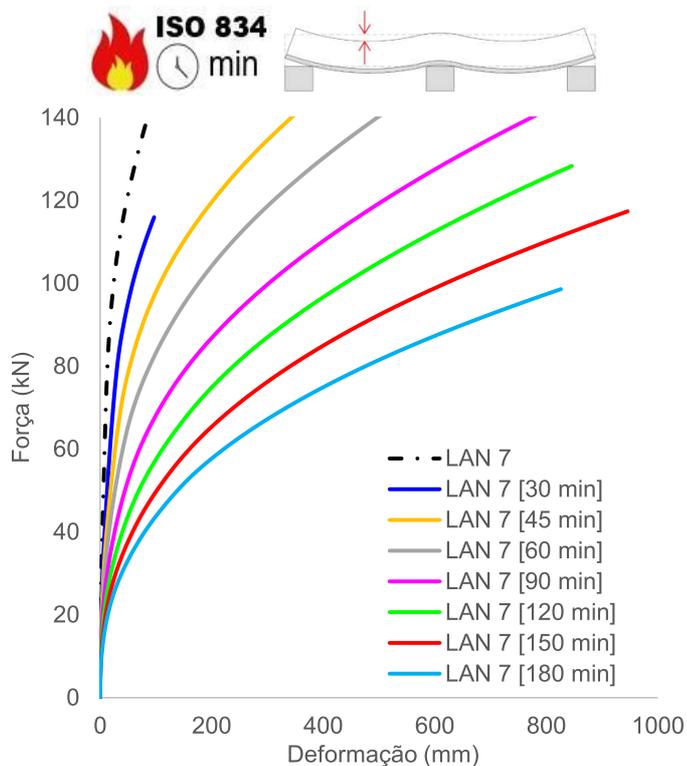
(k) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (vão)



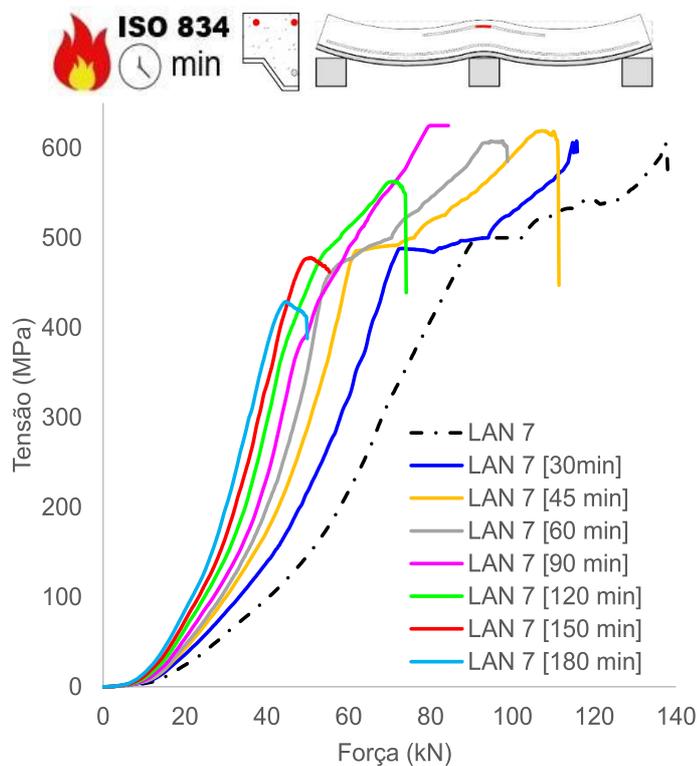
(l) Tensão concreto, adjacência mesa superior chapa (vão)

Figura 232 – Tensões e deformações na LAN6

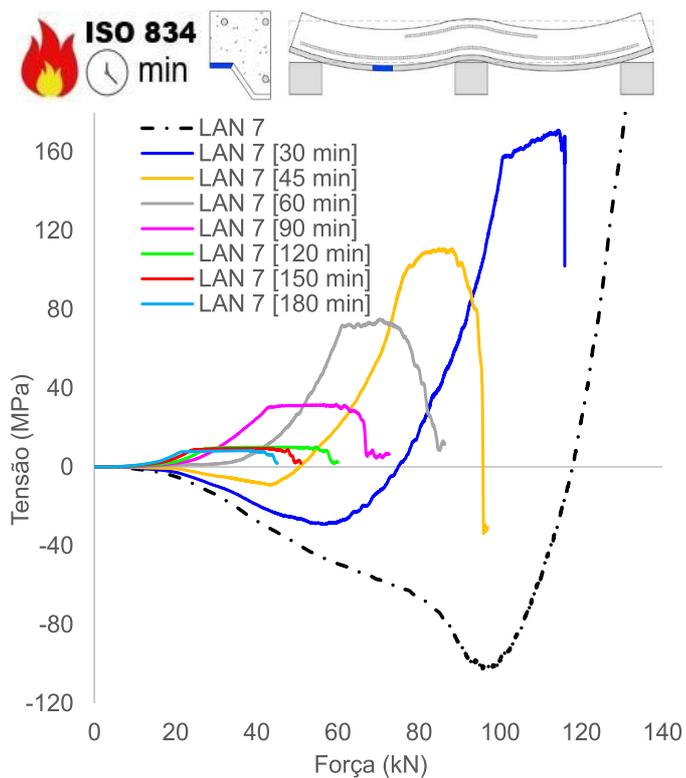
D.7 Tensões e deformações na LAN 7



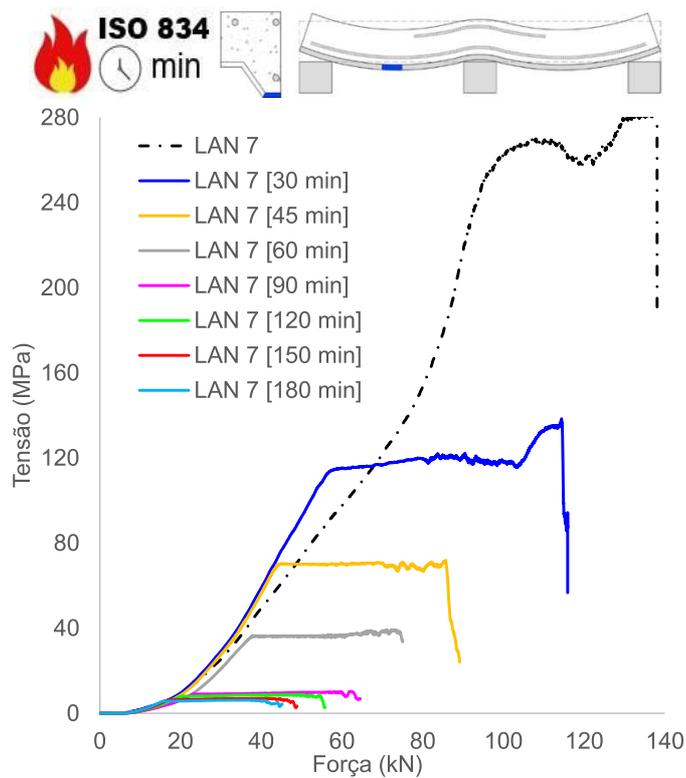
(a) Deformações verticais (flechas)



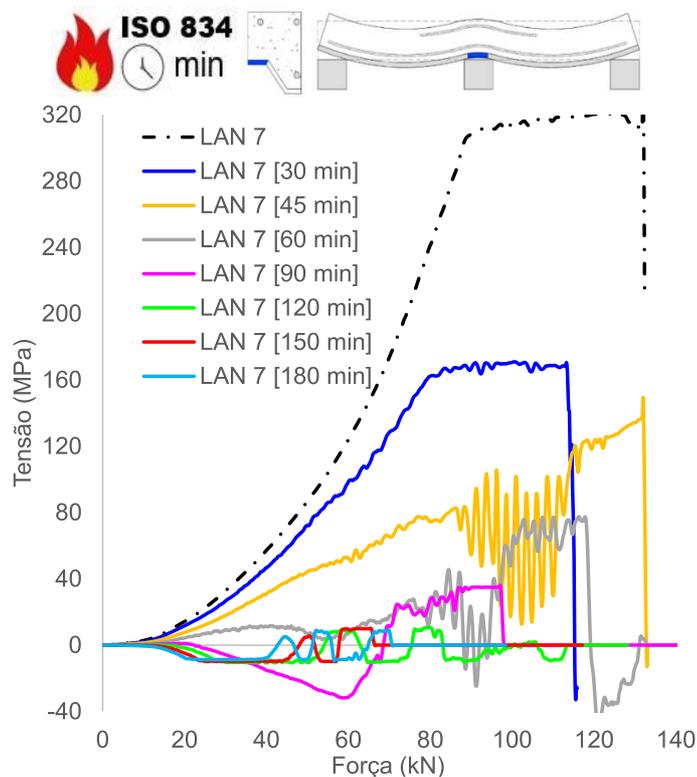
(b) Tensão armaduras negativas (apoio)



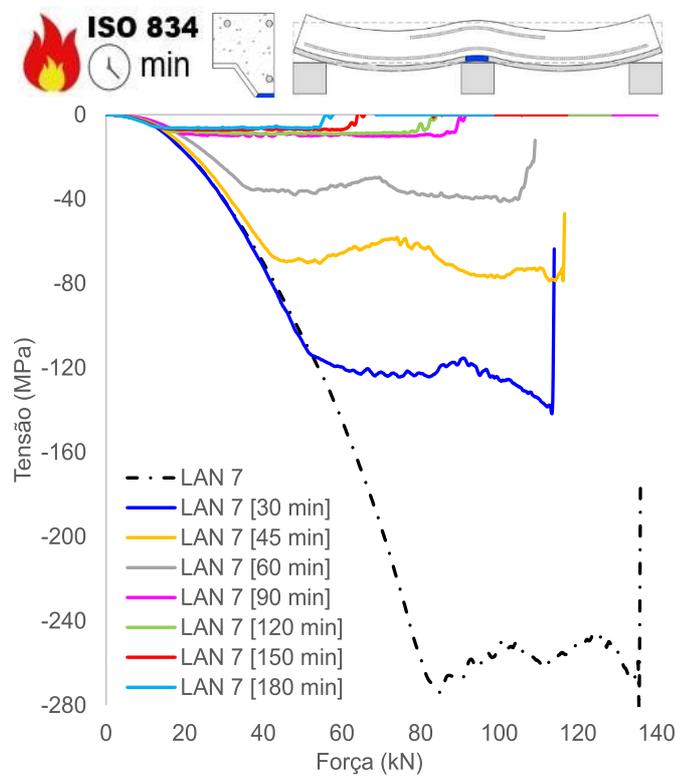
(c) Tensão chapa, mesa superior (vão)



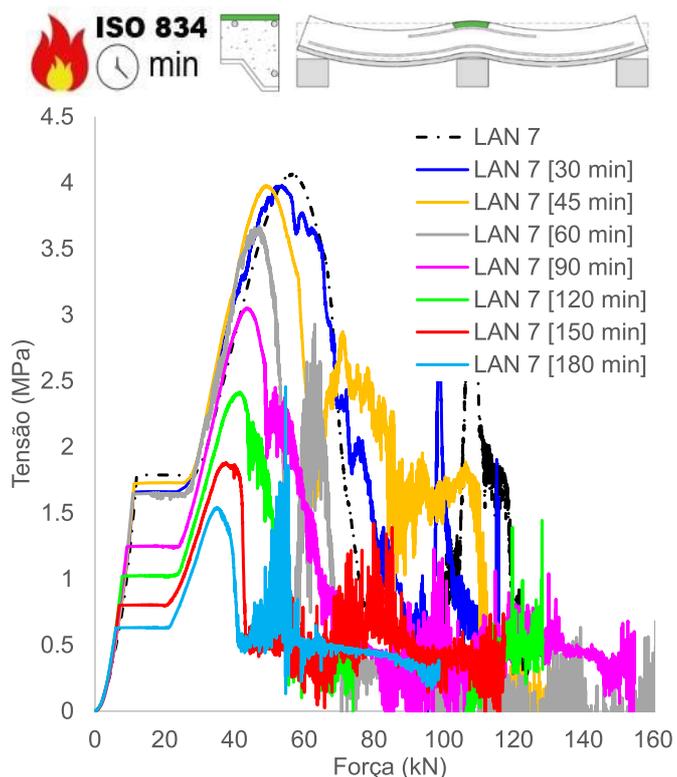
(d) Tensão chapa, mesa inferior (vão)



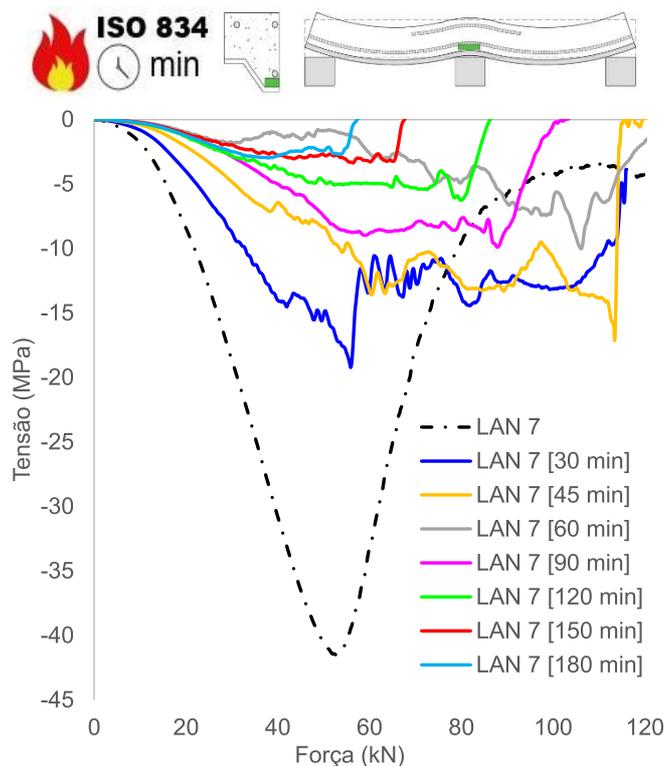
(e) Tensão chapa, mesa superior (apoio)



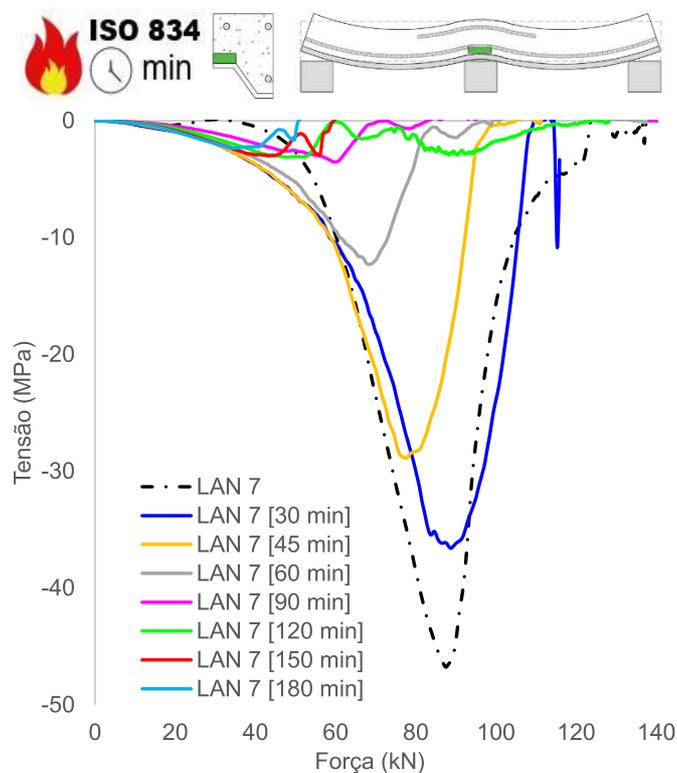
(f) Tensão chapa, mesa inferior (apoio)



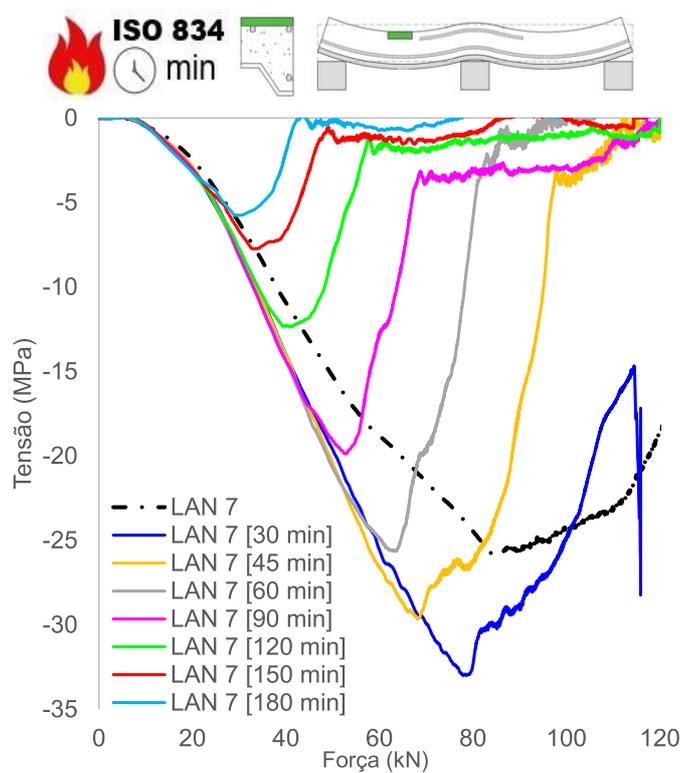
(g) Tensão concreto, superfície superior (apoio)



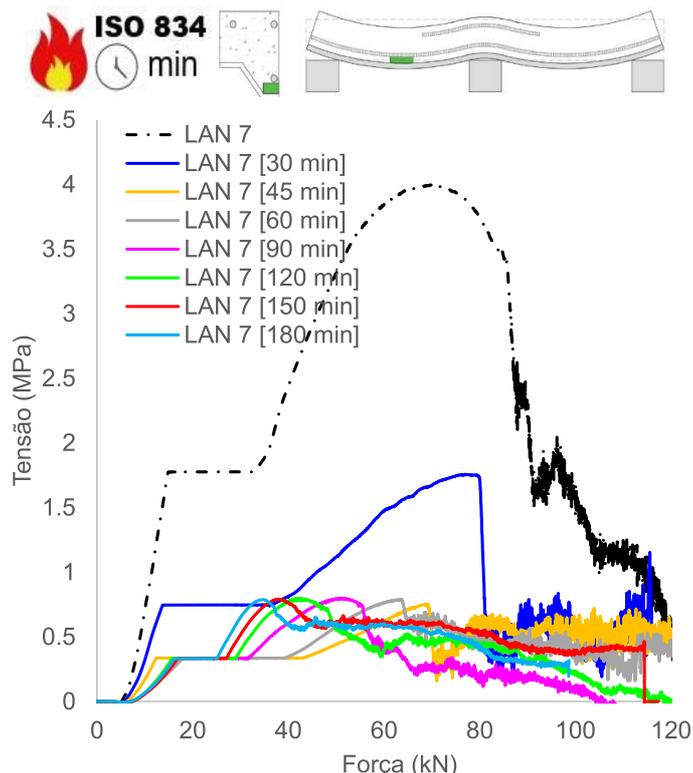
(h) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (apoio)



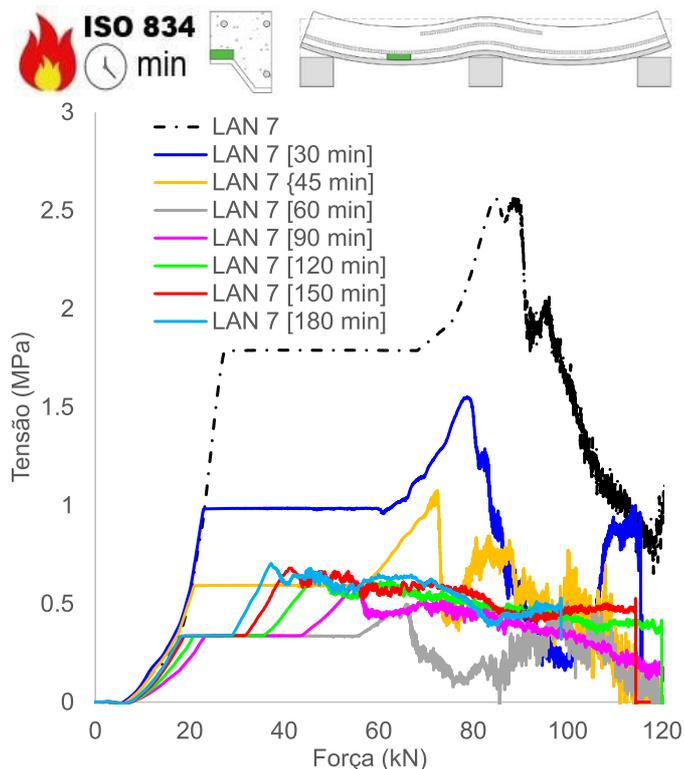
(i) Tensão concreto, adjacência mesa superior chapa (apoio)



(j) Tensão concreto, superfície superior (vão)



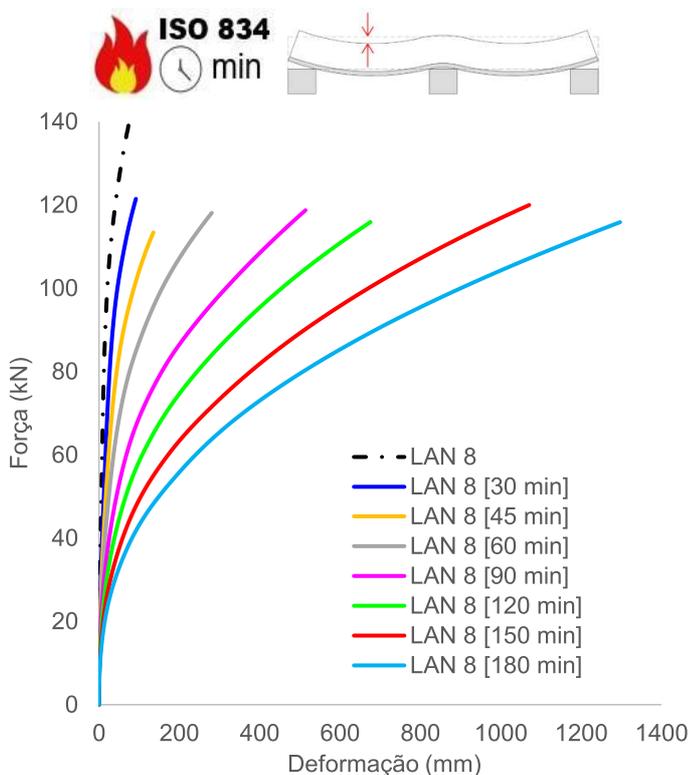
(k) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (vão)



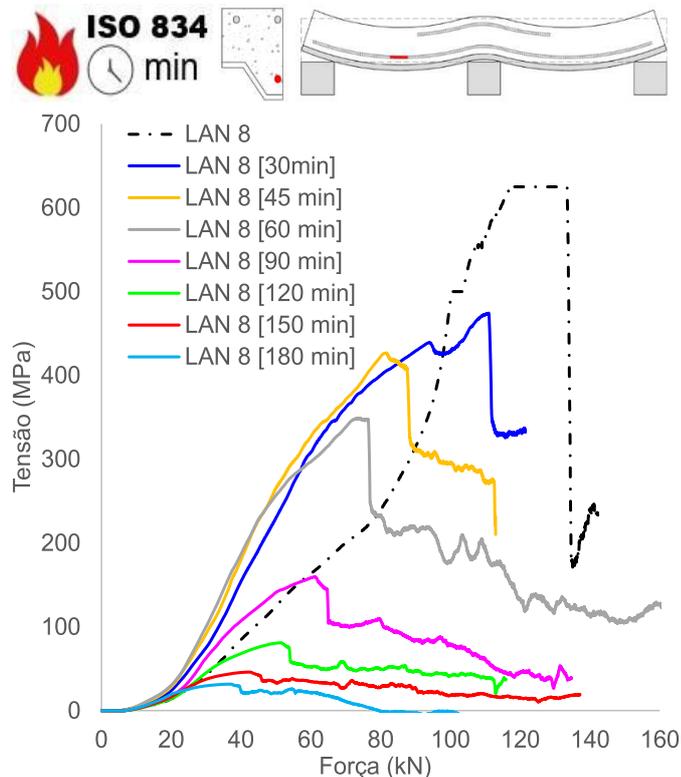
(l) Tensão concreto, adjacência mesa superior chapa (vão)

Figura 233 – Tensões e deformações na LAN7

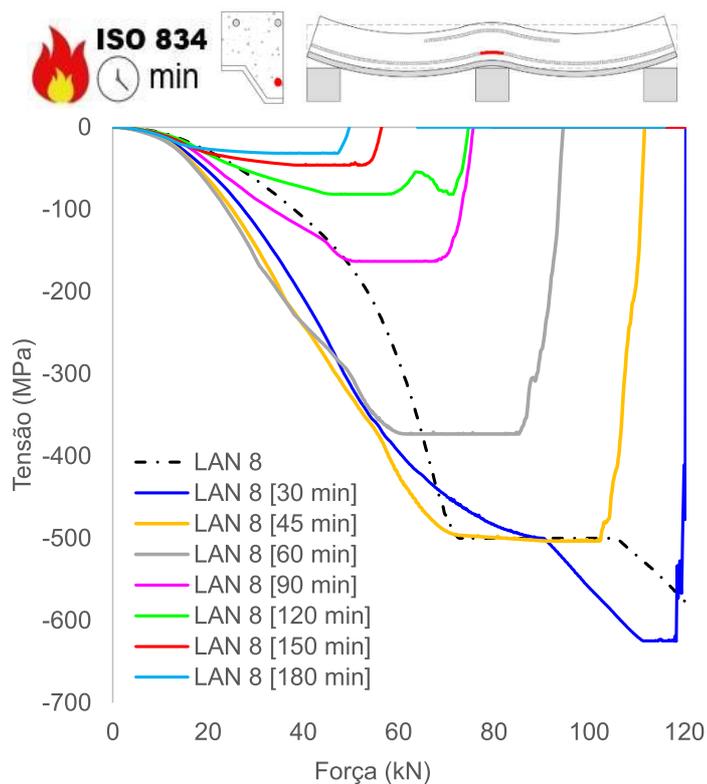
D.8 Tensões e deformações na LAN 8



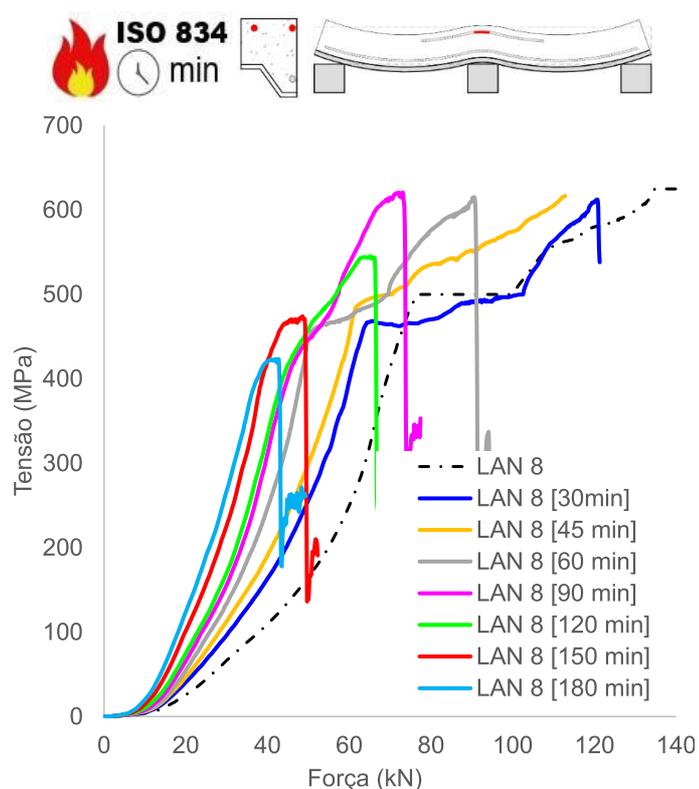
(a) Deformações verticais (flechas)



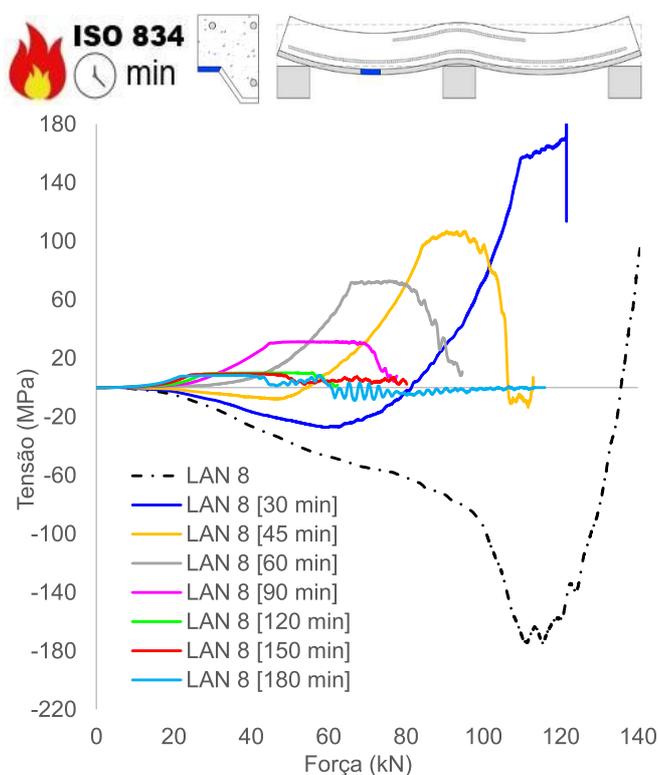
(b) Tensão armaduras positivas (vão)



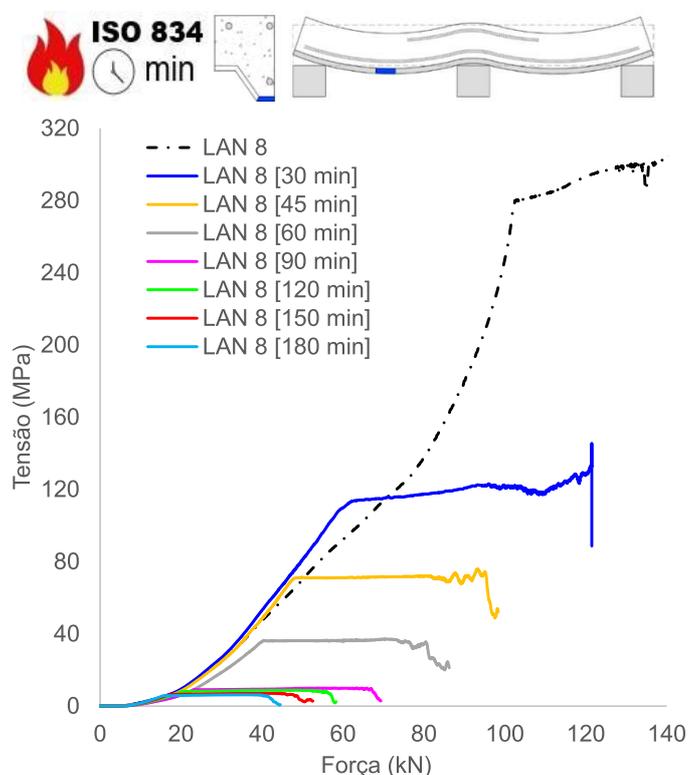
(c) Tensão armaduras positivas (apoio)



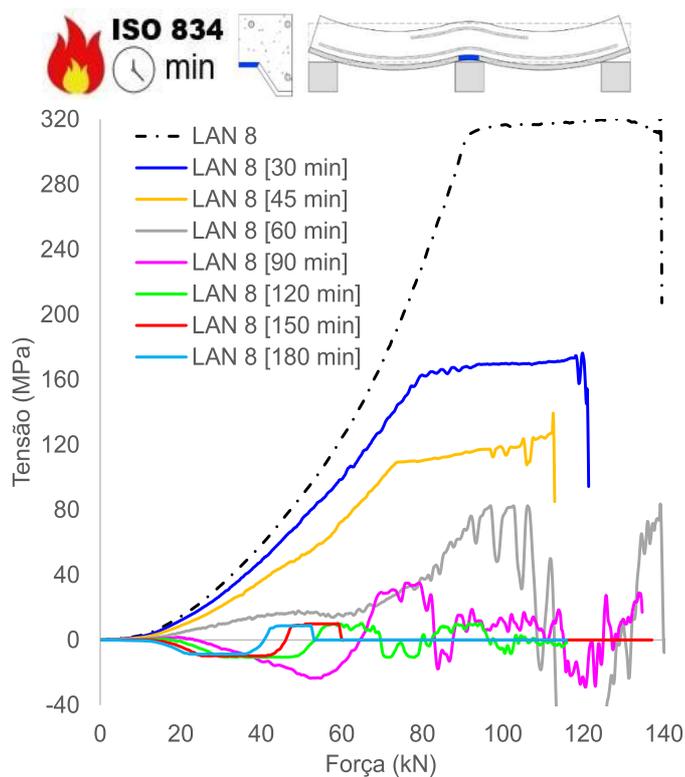
(d) Tensão armaduras negativas (apoio)



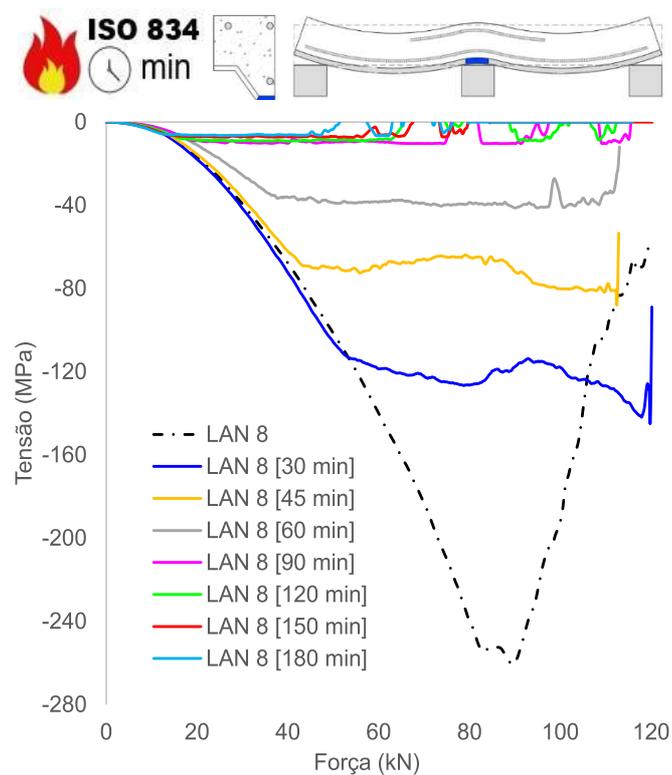
(e) Tensão chapa, mesa superior (vão)



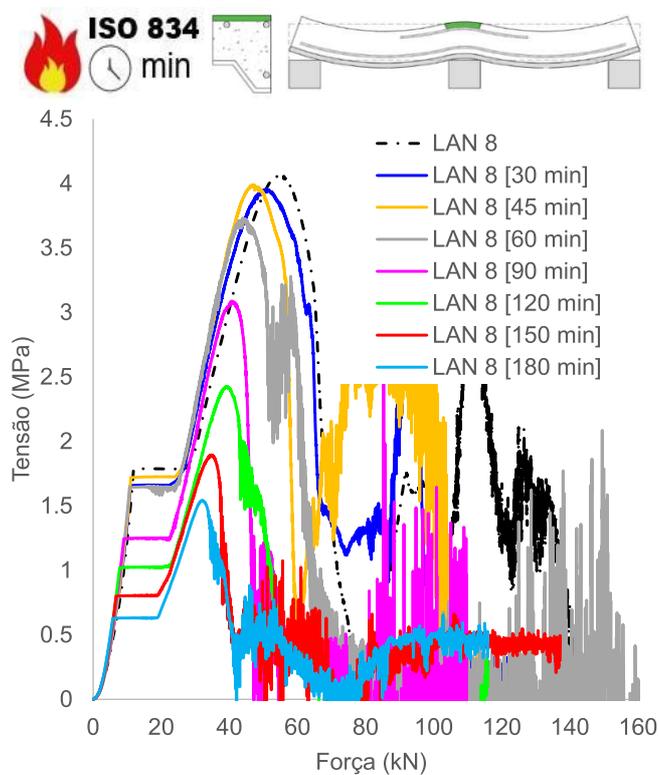
(f) Tensão chapa, mesa inferior (vão)



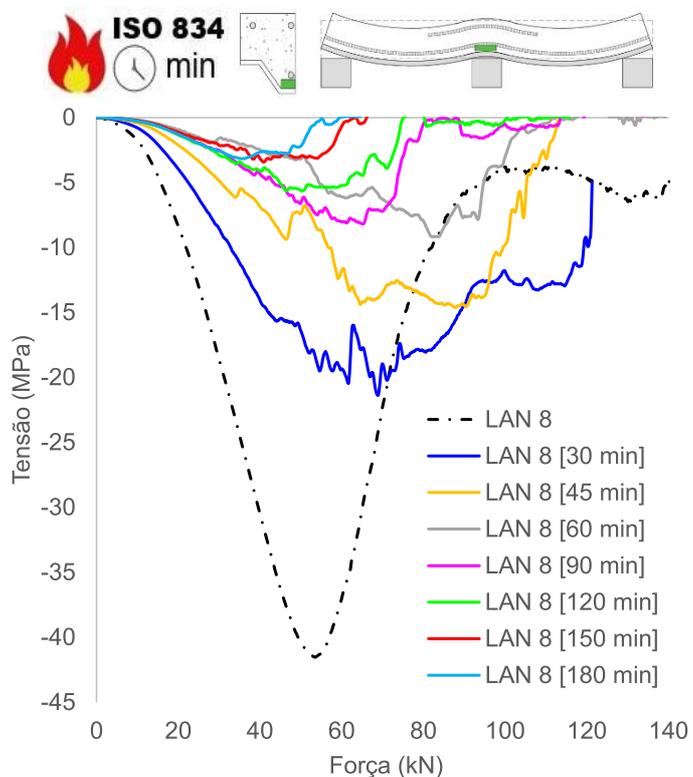
(g) Tensão chapa, mesa superior (apoio)



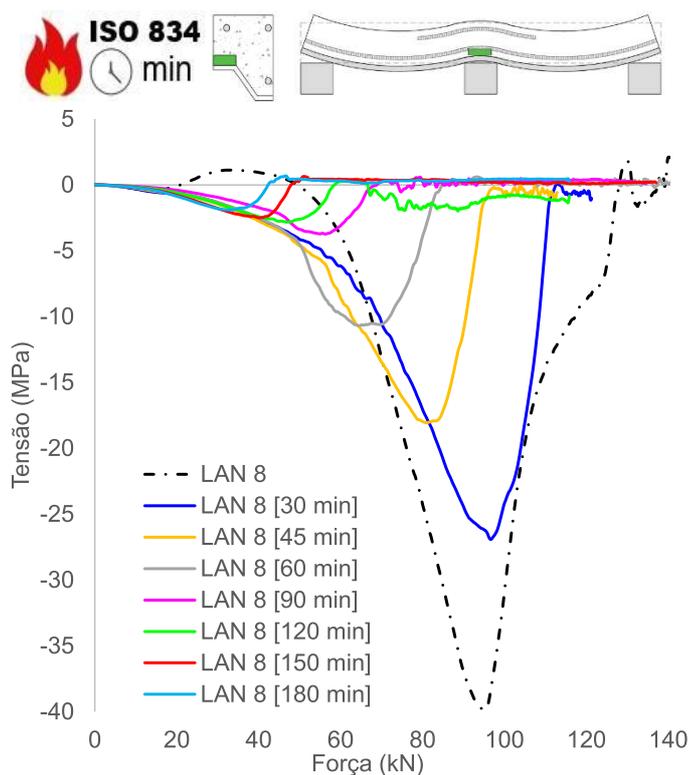
(h) Tensão chapa, mesa inferior (apoio)



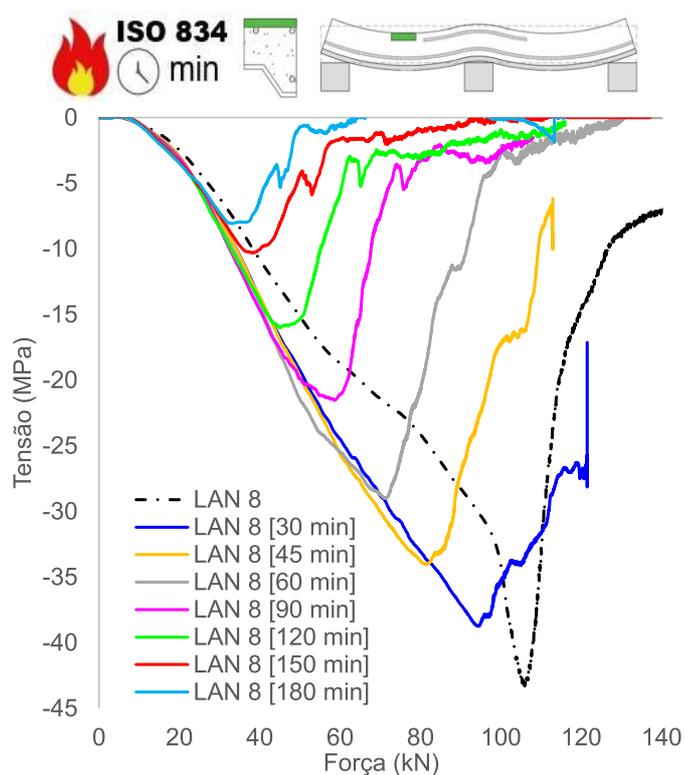
(i) Tensão concreto, superfície superior (apoio)



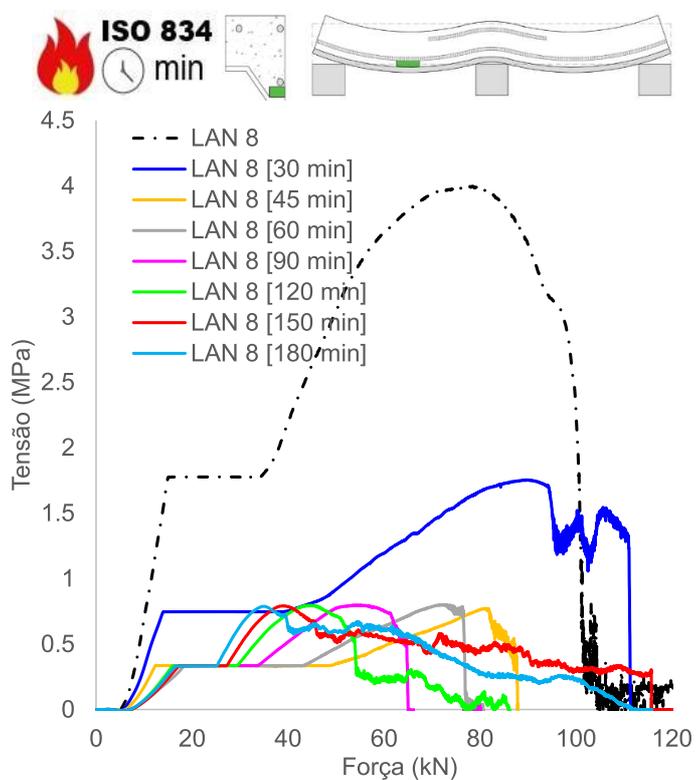
(j) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (apoio)



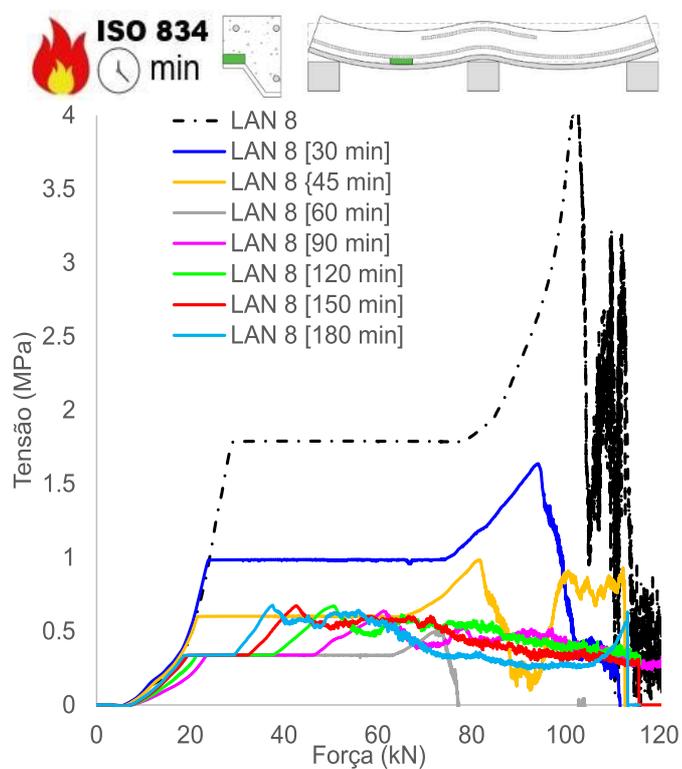
(k) Tensão concreto, adjacência mesa superior chapa (apoio)



(l) Tensão concreto, superfície superior (vão)



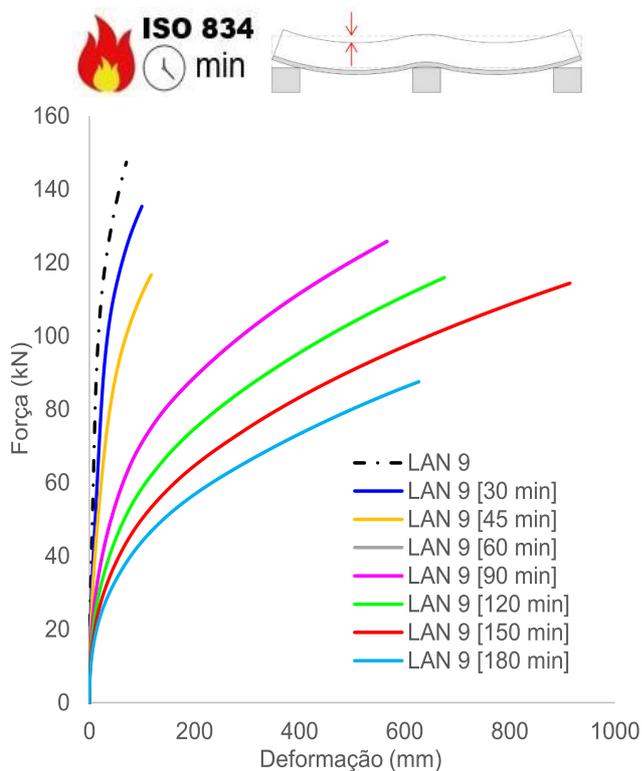
(m) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (vão)



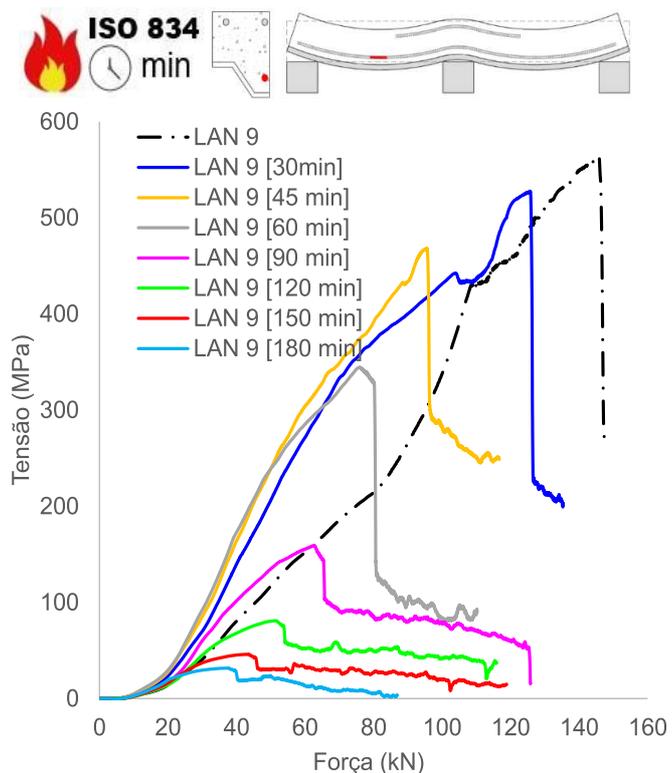
(n) Tensão concreto, adjacência mesa superior chapa (vão)

Figura 234 – Tensões e deformações na LAN8

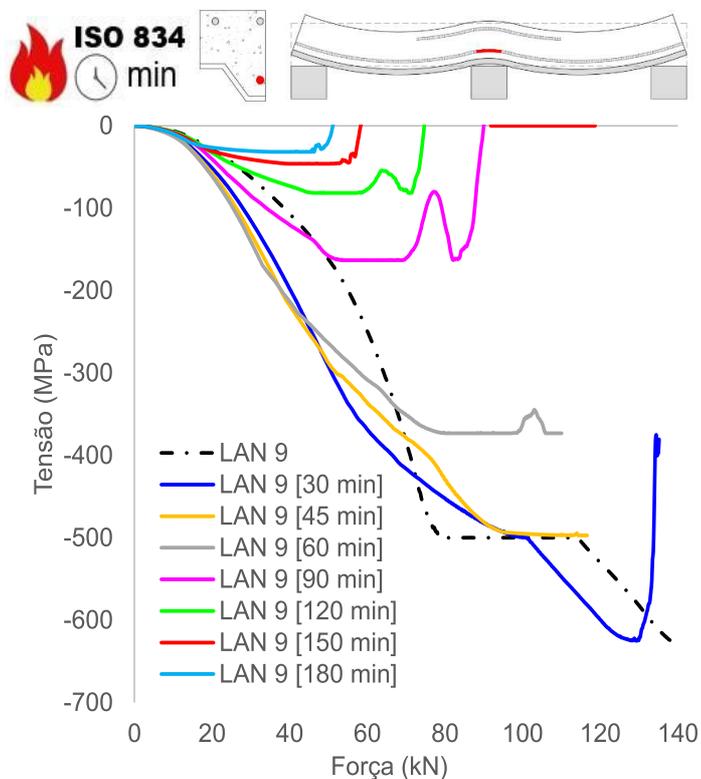
D.9 Tensões e deformações na LAN 9



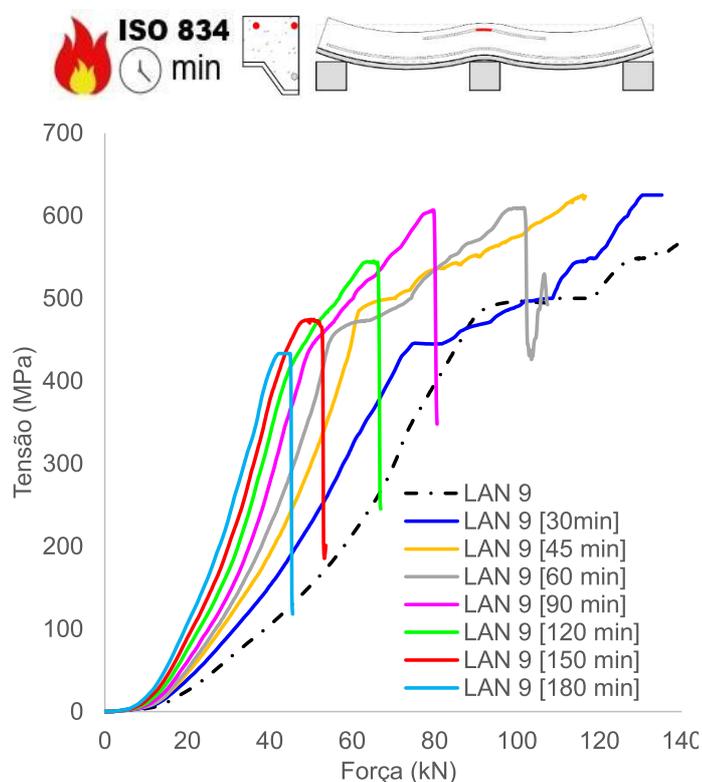
(a) Deformações verticais (flechas)



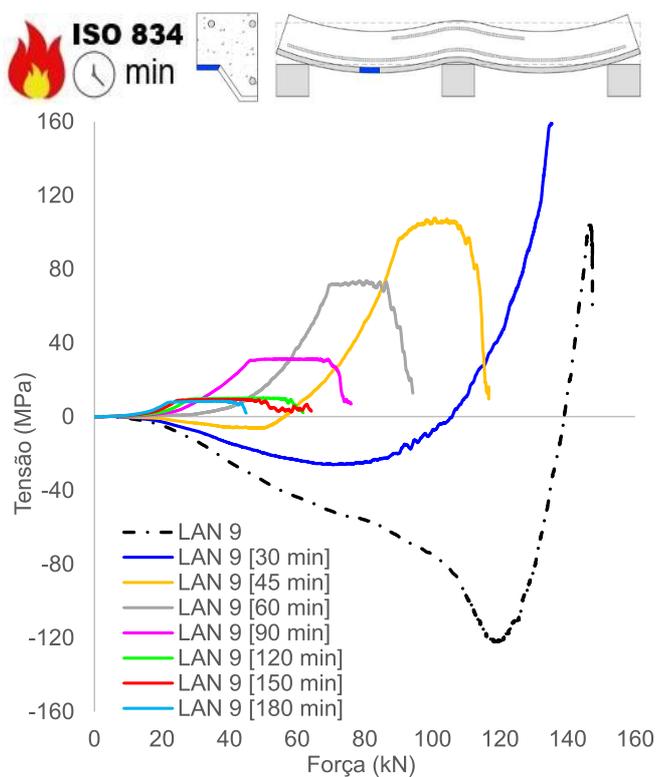
(b) Tensão armaduras positivas (vão)



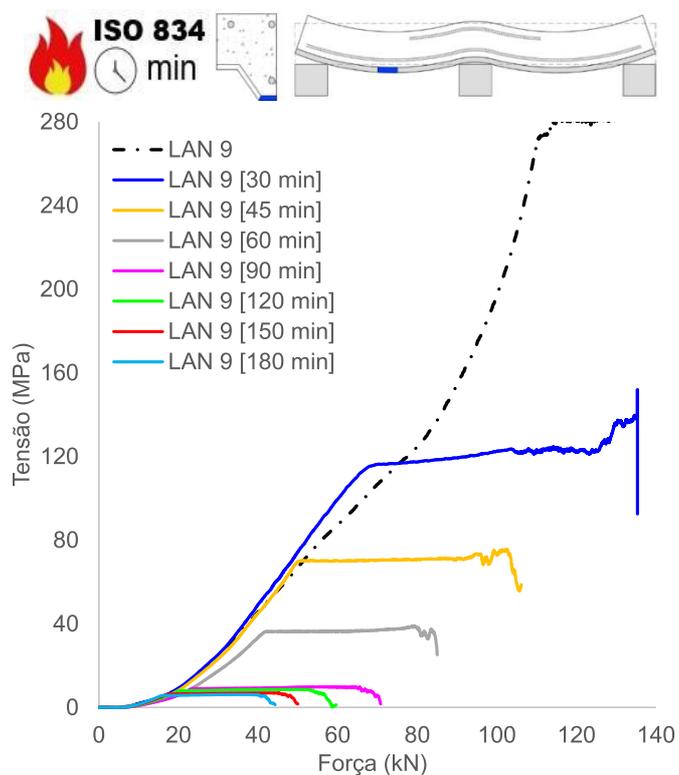
(c) Tensão armaduras positivas (apoio)



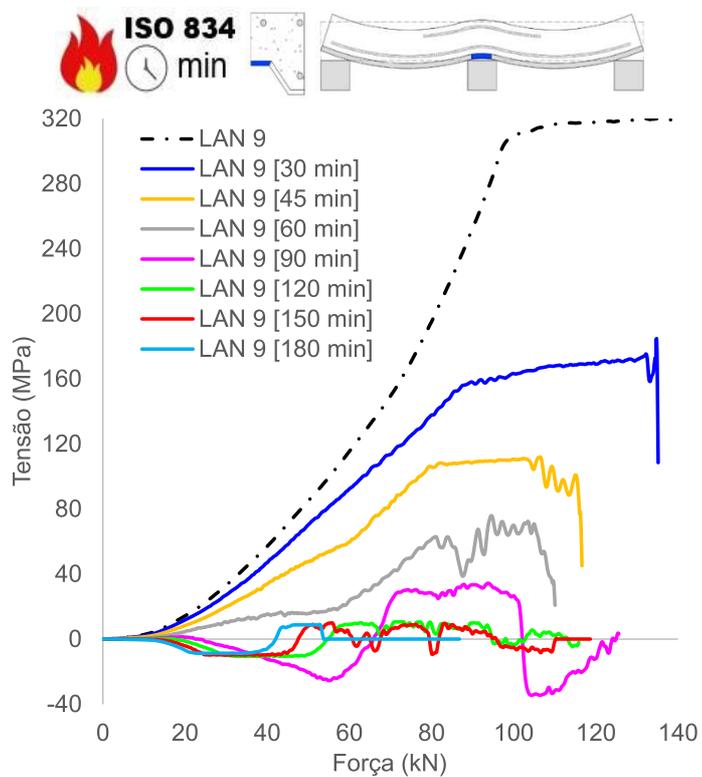
(d) Tensão armaduras negativas (apoio)



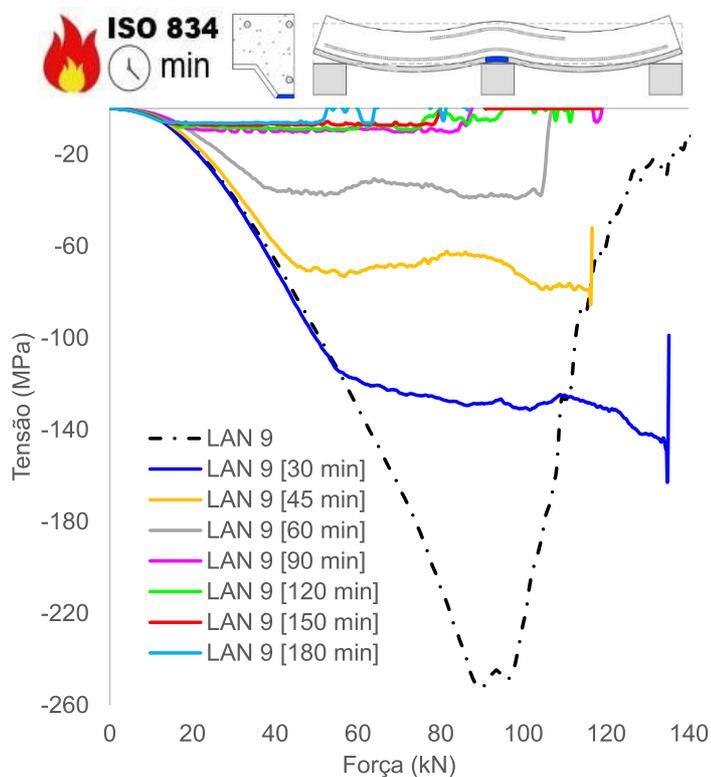
(e) Tensão chapa, mesa superior (vão)



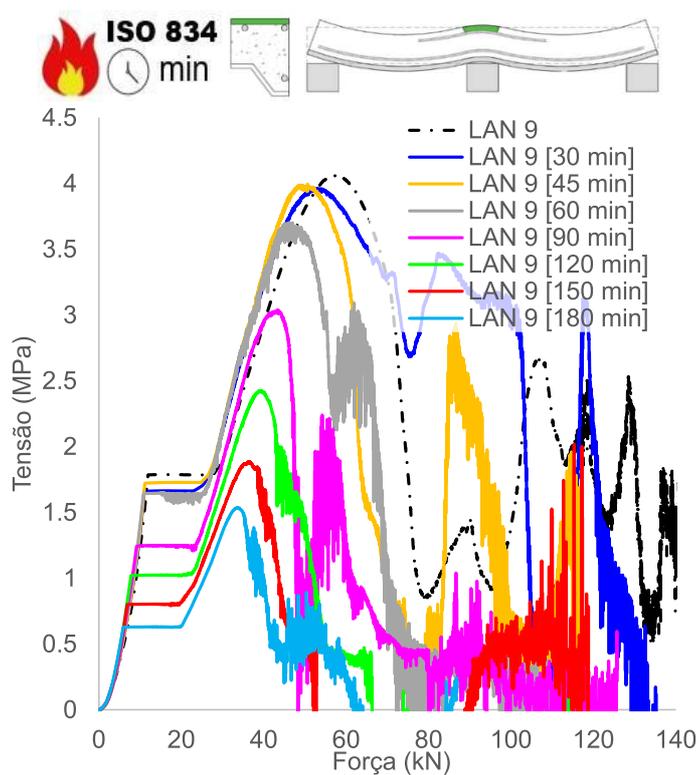
(f) Tensão chapa, mesa inferior (vão)



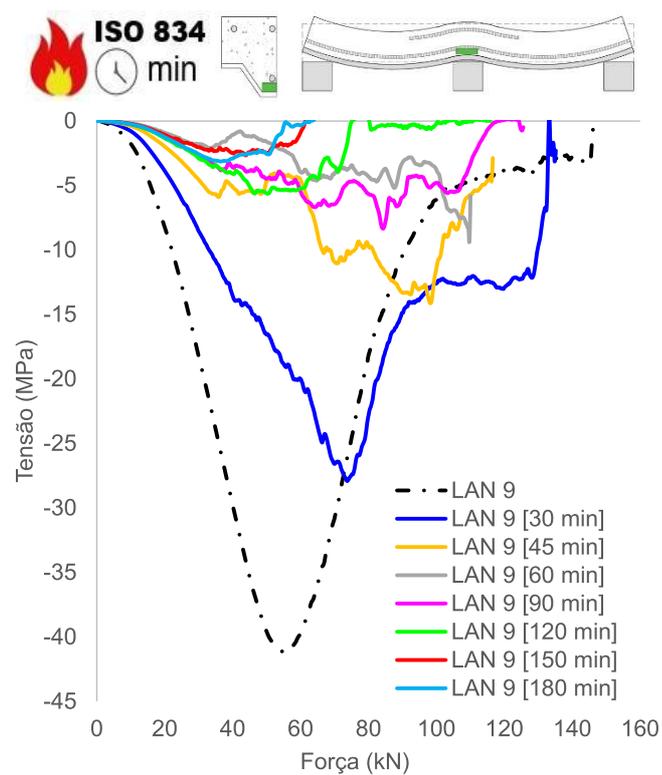
(g) Tensão chapa, mesa superior (apoio)



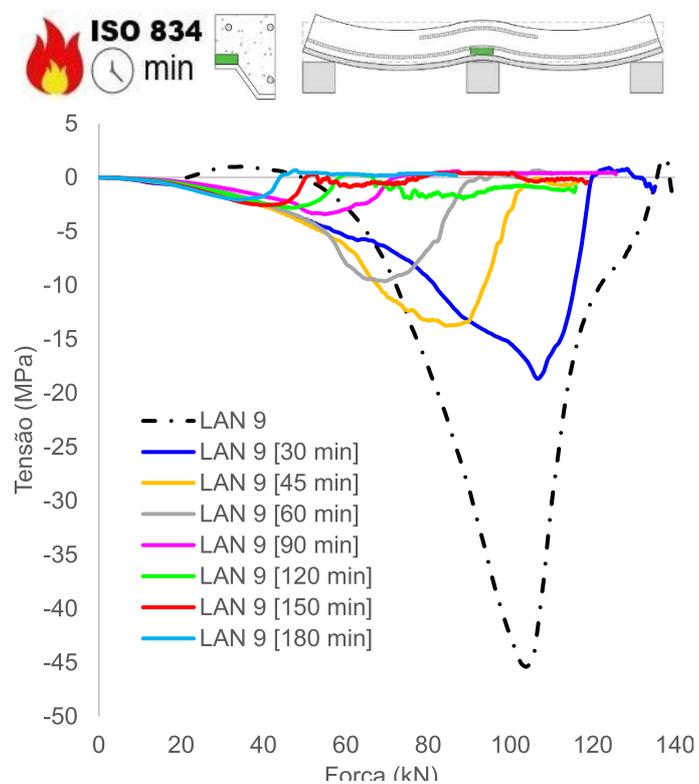
(h) Tensão chapa, mesa inferior (apoio)



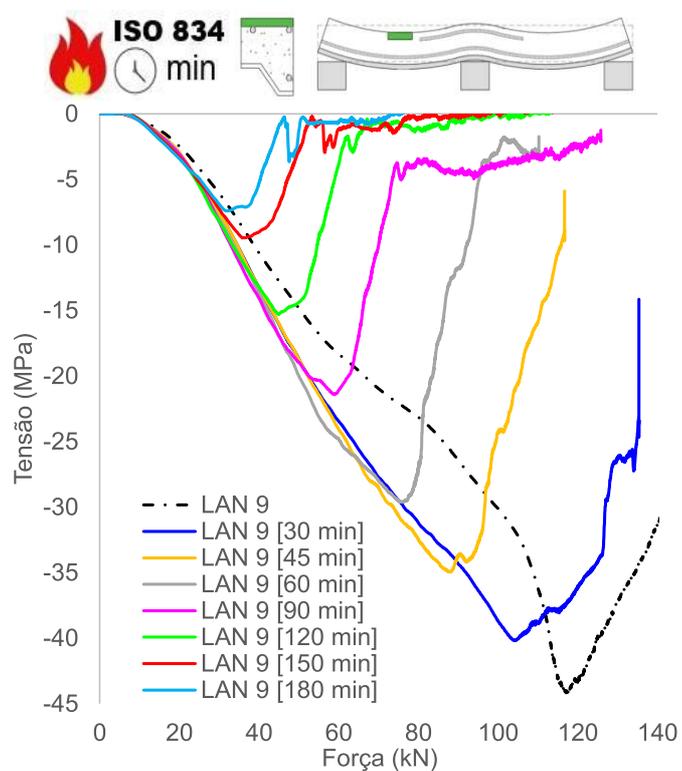
(i) Tensão concreto, superfície superior (apoio)



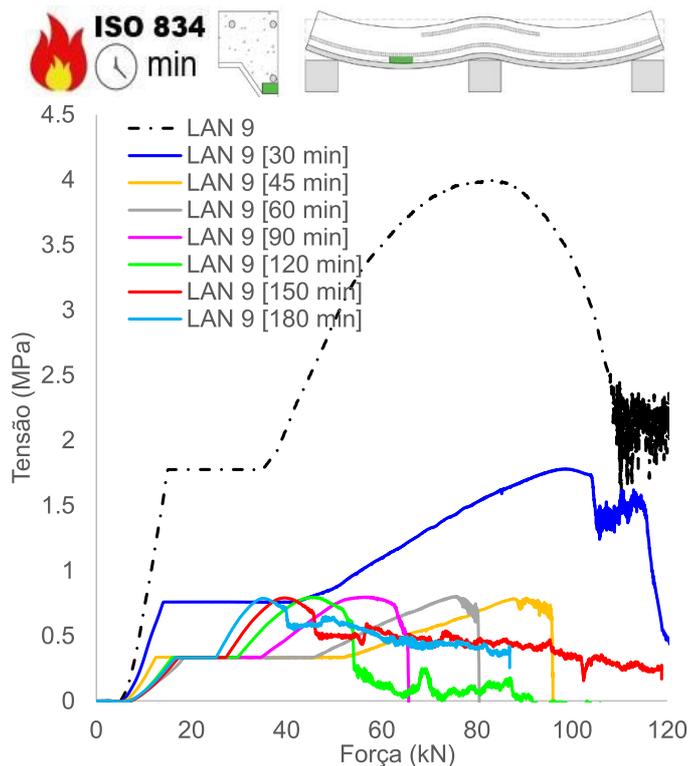
(j) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (apoio)



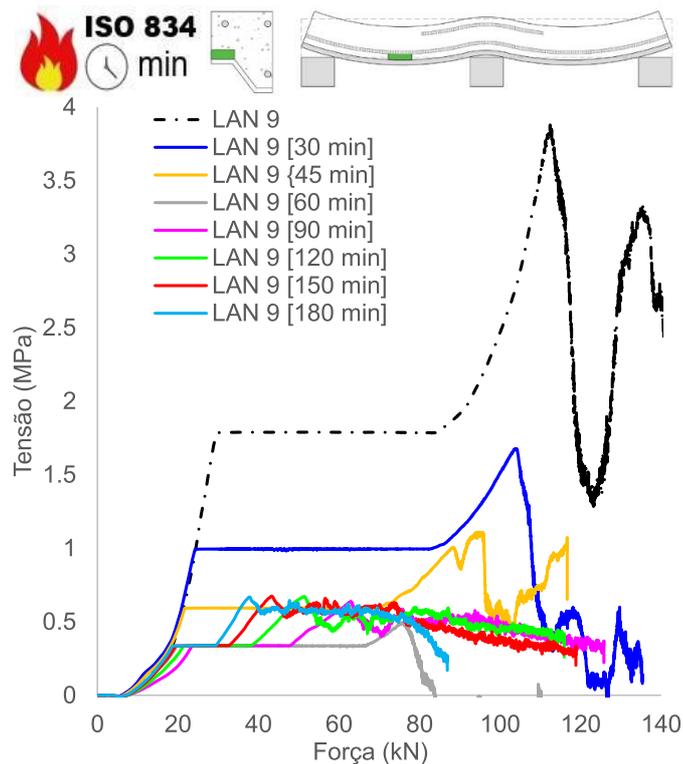
(k) Tensão concreto, adjacência mesa superior chapa (apoio)



(l) Tensão concreto, superfície superior (vão)



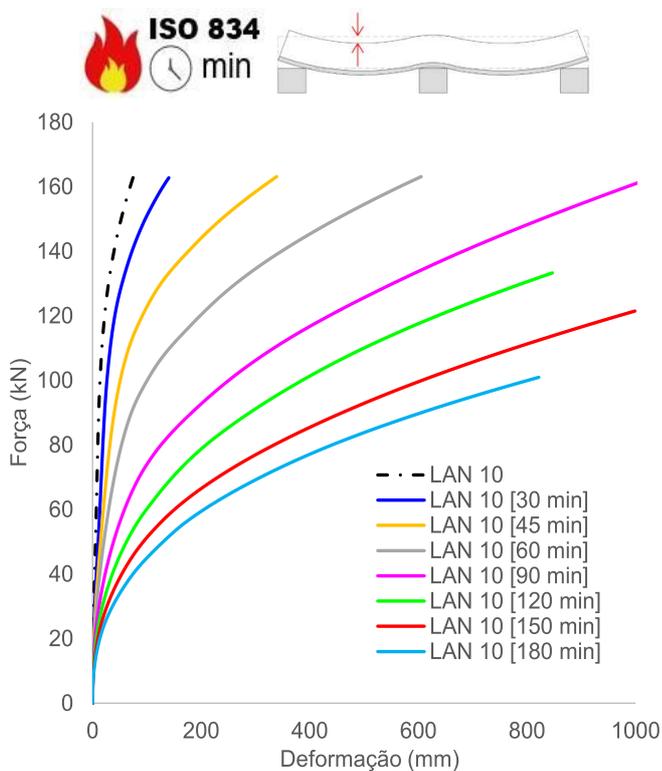
(m) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (vão)



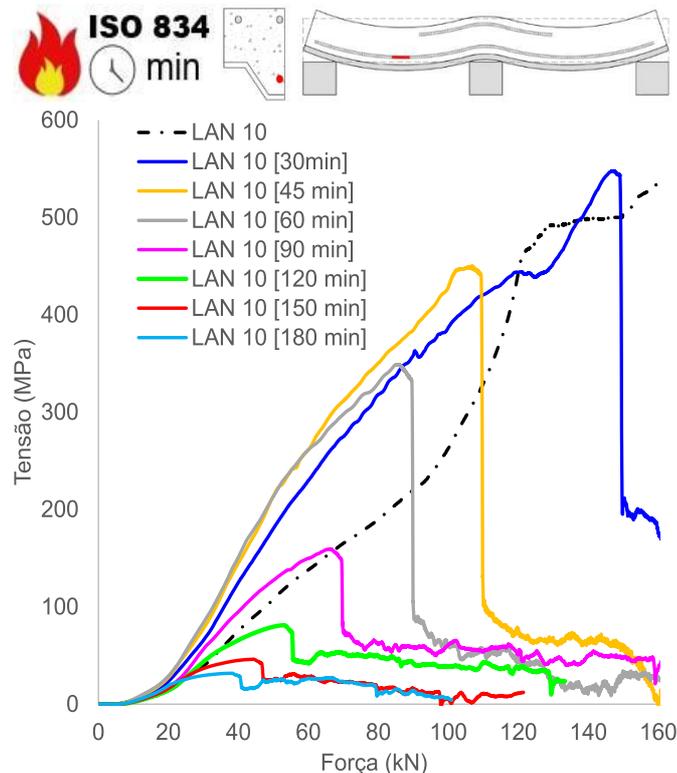
(n) Tensão concreto, adjacência mesa superior chapa (vão)

Figura 235 – Tensões e deformações na LAN9

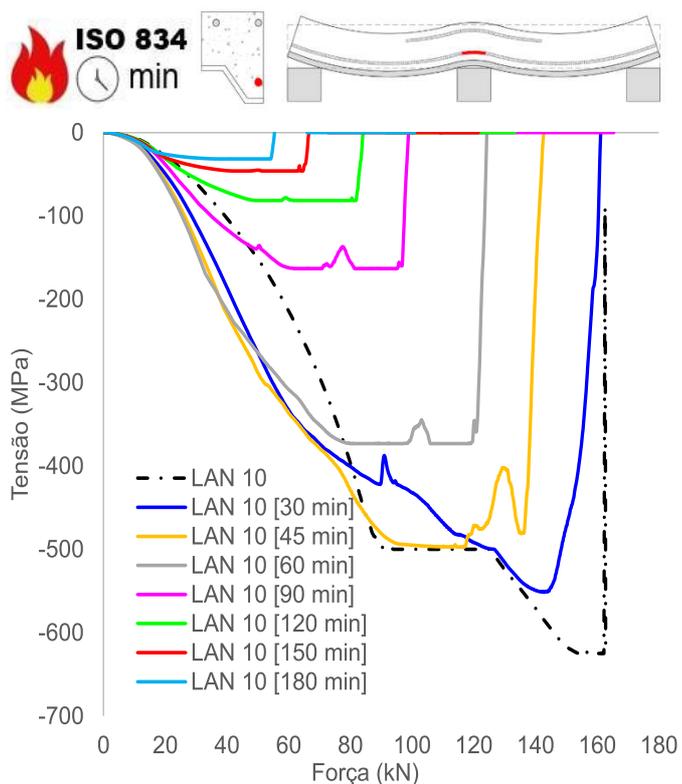
D.10 Tensões e deformações na LAN 10



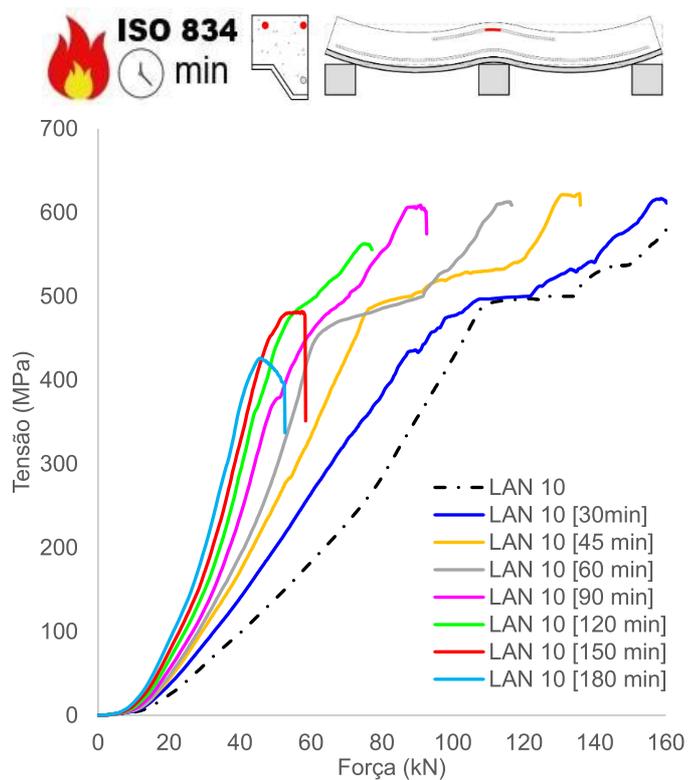
(a) Deformações verticais (flechas)



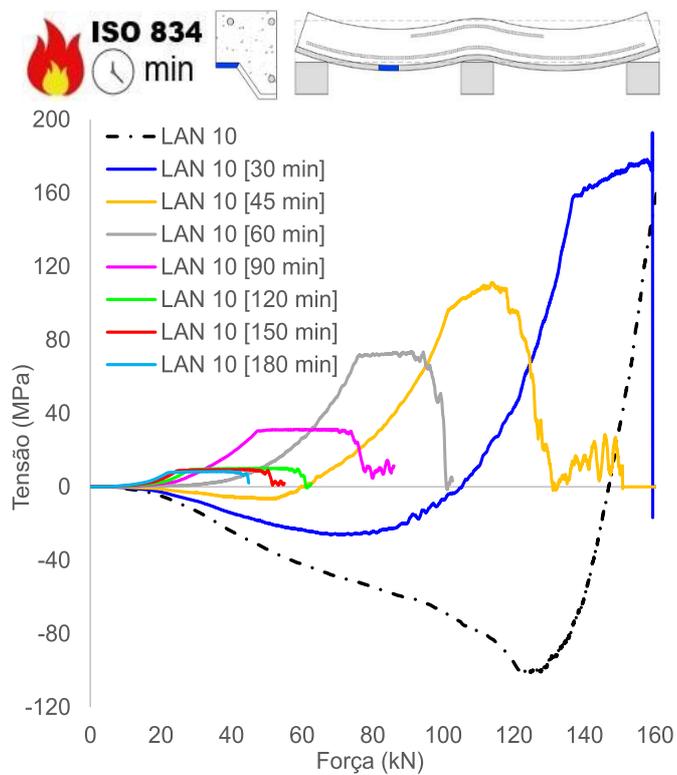
(b) Tensão armaduras positivas (vão)



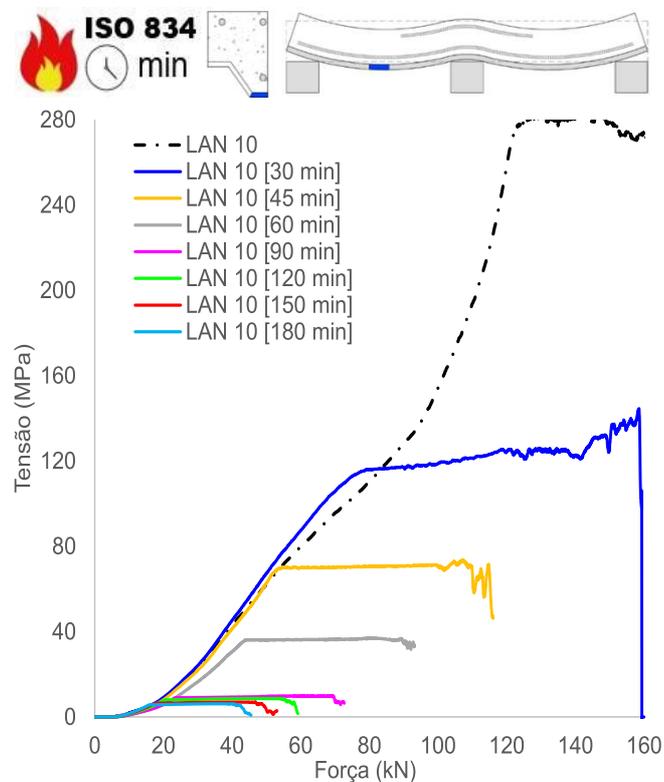
(c) Tensão armaduras positivas (apoio)



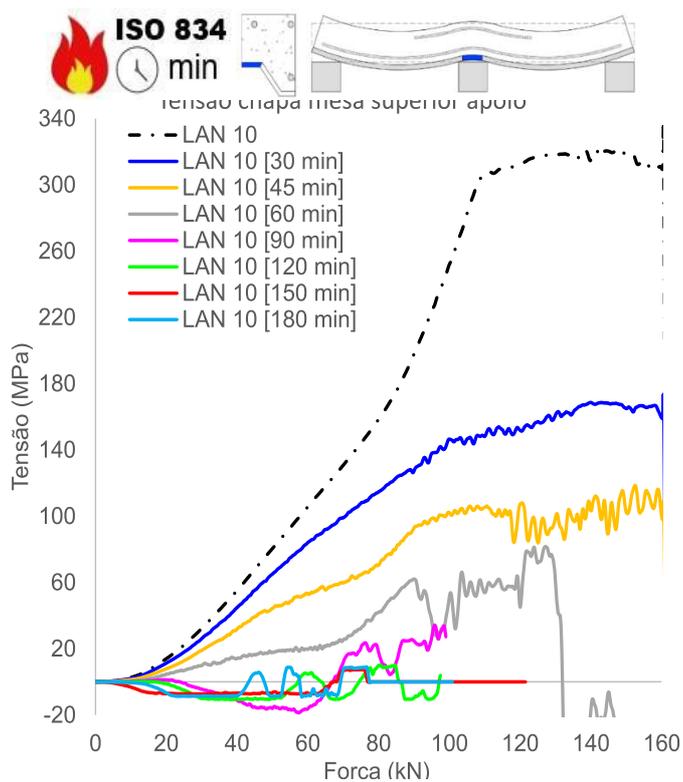
(d) Tensão armaduras negativas (apoio)



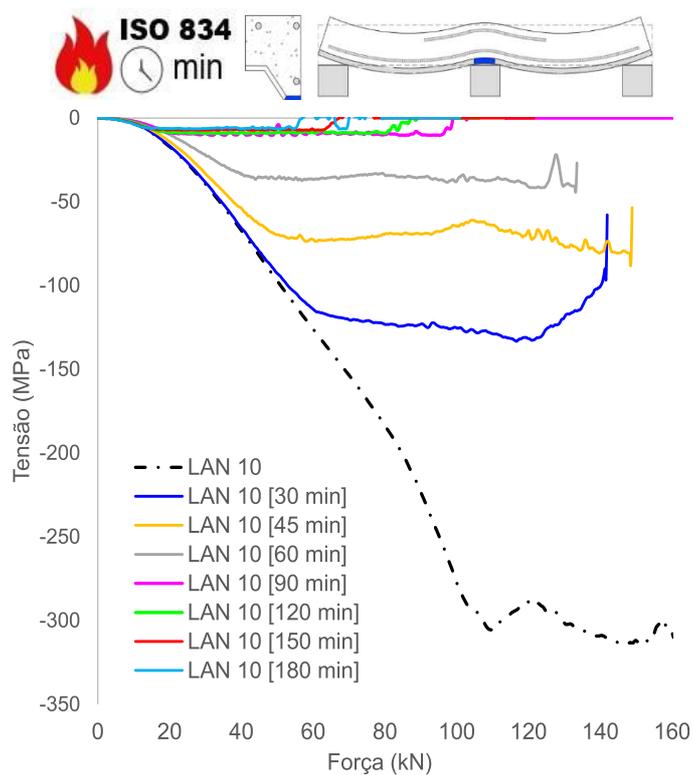
(e) Tensão chapa, mesa superior (vão)



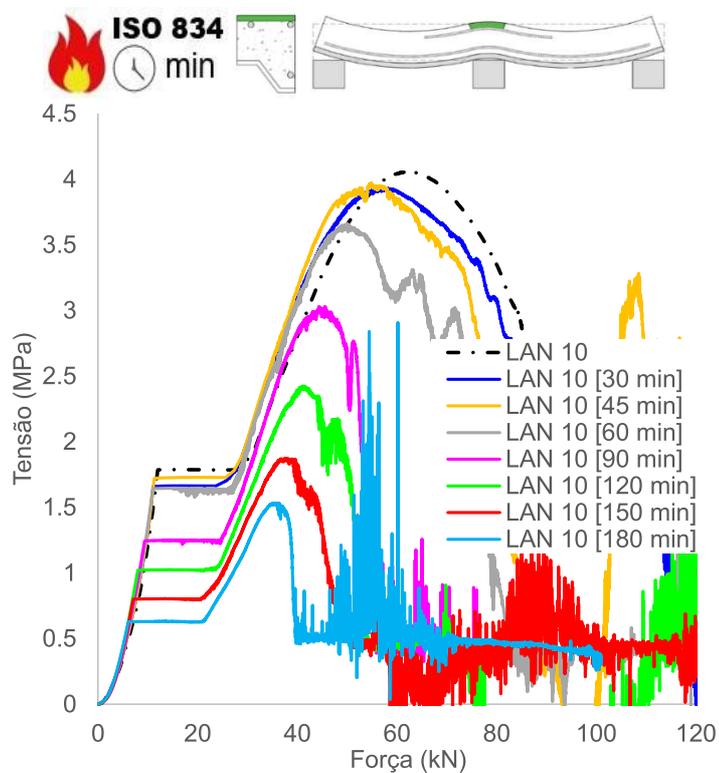
(f) Tensão chapa, mesa inferior (vão)



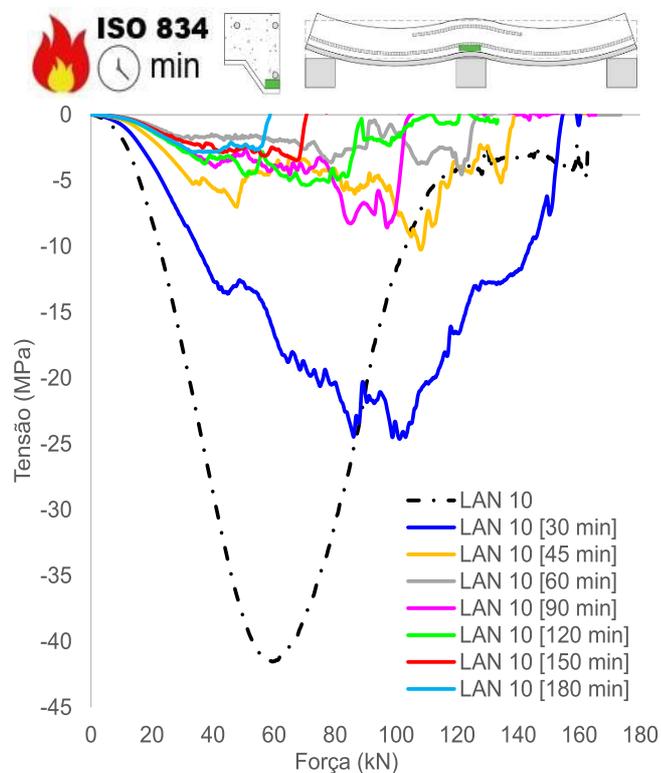
(g) Tensão chapa, mesa superior (apoio)



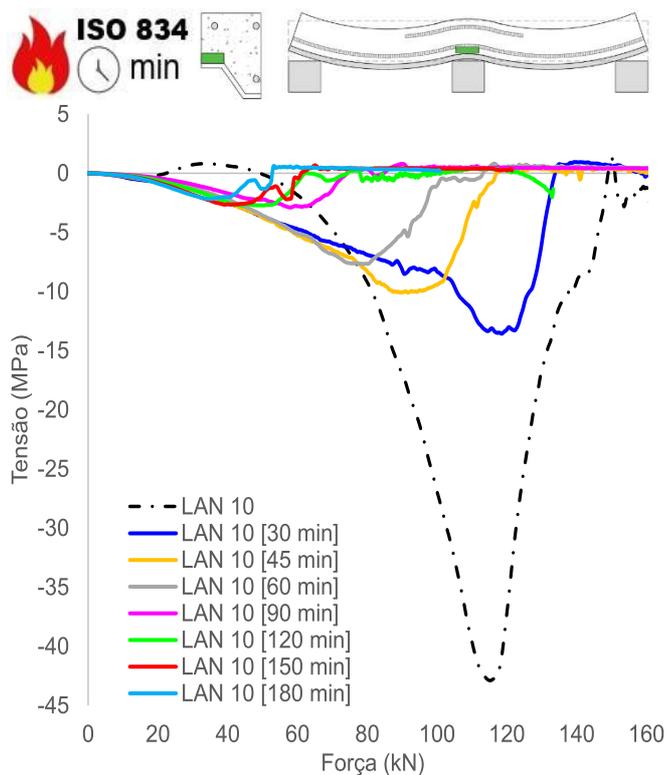
(h) Tensão chapa, mesa inferior (apoio)



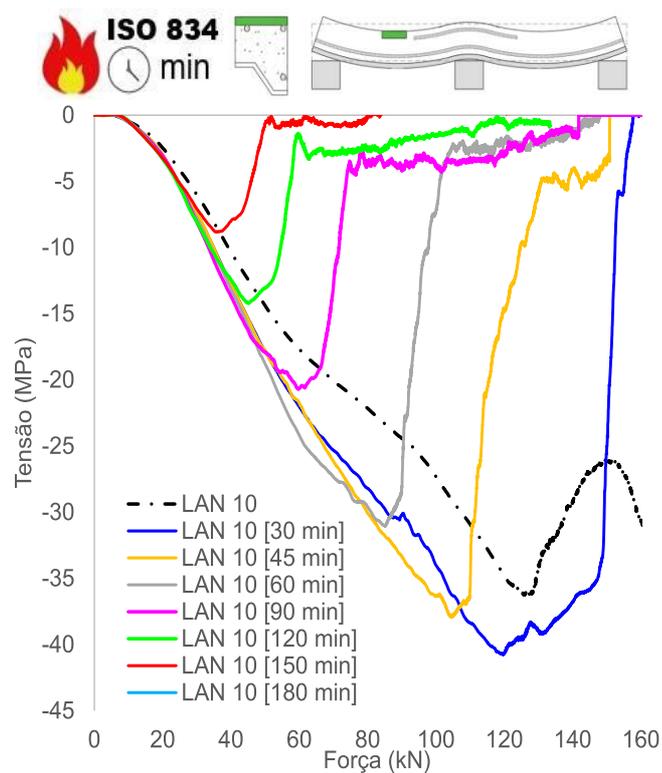
(i) Tensão concreto, superfície superior (apoio)



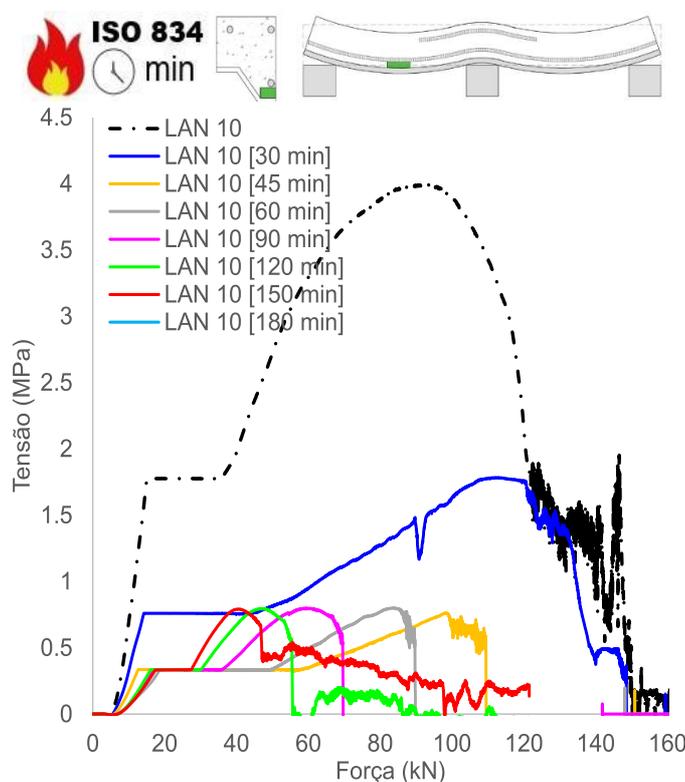
(j) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (apoio)



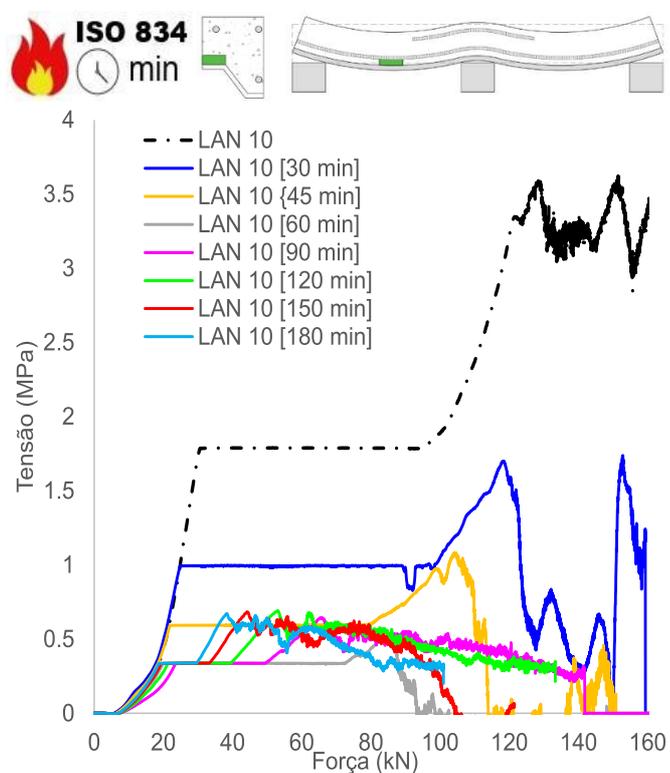
(k) Tensão concreto, adjacência mesa superior chapa (apoio)



(l) Tensão concreto, superfície superior (vão)



(m) Tensão concreto, adjacência mesa inferior chapa (vão)



(n) Tensão concreto, adjacência mesa superior chapa (vão)

Figura 236 – Tensões e deformações na LAN10

ANEXO E – Tabelas complementares da investigação numérica

a) Deflexões

As deflexões das lajes mistas numericamente avaliadas, para diferentes forças aplicadas, são mostradas na Tabela 34.

Tabela 34 – Deformações verticais (flecha): altas temperaturas

Variável	Laje									
	LAN 1	LAN 2	LAN 3	LAN 4	LAN 5	LAN 6	LAN 7	LAN 8	LAN 9	LAN 10
Força (kN)	25,0									
Def. (mm) 0 min	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
Def. (mm) 30 min	3,0	2,7	2,7	2,6	2,8	2,8	2,8	2,7	2,7	2,6
Def. (mm) 45 min	4,2	3,8	3,7	3,6	3,9	3,9	3,9	3,8	3,7	3,6
Def. (mm) 60 min	5,6	5,0	4,9	4,8	5,2	5,2	5,1	5,0	4,8	4,7
Def. (mm) 90 min	8,7	8,0	8,0	7,8	8,1	8,0	7,9	7,9	7,8	7,6
Def. (mm) 120 min	13,1	12,1	12,1	11,9	12,1	12,0	11,9	11,8	11,8	11,5
Def. (mm) 150 min	19,4	18,0	17,8	17,5	17,9	17,6	17,3	17,6	17,2	16,6
Def. (mm) 180 min	27,3	25,2	24,9	24,5	24,9	24,5	23,9	24,5	23,9	22,9
Força (kN)	50,0									
Def. (mm) 0 min	6,1	5,8	5,7	5,5	6,0	5,9	5,9	5,7	5,6	5,3
Def. (mm) 30 min	13,1	11,8	11,3	10,5	12,8	12,6	12,5	11,7	10,9	10,1
Def. (mm) 45 min	19,7	17,5	16,4	15,3	18,9	18,7	18,5	16,8	16,0	14,6
Def. (mm) 60 min	28,3	24,9	23,7	21,9	27,2	26,8	26,5	24,3		20,7
Def. (mm) 90 min	48,3	44,1	44,1	40,6	45,8	44,4	44,3	43,2	41,1	38,4
Def. (mm) 120 min	76,7	71,2	69,5	67,3	72,2	71,0	69,3	66,2	66,2	62,3
Def. (mm) 150 min	116,7	109,3	106,8	103,6	108,3	105,3	101,5	100,5	99,4	93,3
Def. (mm) 180 min	169,1	159,4	157,1	153,1	151,7	146,5	138,5	138,8	140,8	129,8
Força (kN)	75,0									
Def. (mm) 0 min	12,8	11,3	10,6	9,7	12,0	11,7	11,4	10,6	9,8	8,8
Def. (mm) 30 min	30,0	24,2	22,0	19,0	27,5	27,3	26,6	23,2	20,2	17,3
Def. (mm) 45 min	51,7	42,1	37,7	32,8	46,9	45,3	44,1	37,5	33,9	28,3
Def. (mm) 60 min	82,7	68,7	63,1	55,9	77,1	74,8	72,8	62,5		46,1
Def. (mm) 90 min	150,8	135,7	135,7	121,0	139,9	130,6	130,7	128,3	117,8	103,8
Def. (mm) 120 min	242,6	224,2	223,4	218,5	219,6	206,4	200,8	202,3	202,3	175,6
Def. (mm) 150 min	353,0	342,0	339,2	337,7	325,9	309,4	287,3	317,8	302,9	279,4
Def. (mm) 180 min	491,0	476,4	473,8	464,8	442,9	420,4	401,0	428,8	424,4	371,0
Força (kN)	100,0									
Def. (mm) 0 min	31,7	23,9	21,0	17,8	27,5	25,3	24,1	20,5	17,0	13,6
Def. (mm) 30 min	74,3	51,7	43,5	32,7	63,7	62,0	58,3	45,6	34,4	26,2
Def. (mm) 45 min	131,1	101,6	86,6	68,3	117,2	110,8	107,2	86,5	69,7	50,7
Def. (mm) 60 min	208,2	180,6	163,8	139,7	192,2	181,7	176,1	156,7		100,5
Def. (mm) 90 min	354,1	331,2	331,4	309,1	332,5	302,3	302,3	315,2	289,1	250,5
Def. (mm) 120 min	526,7	492,9	486,5	498,0	483,1	449,2	438,3	454,1	454,1	385,6
Def. (mm) 150 min	734,7	724,2	713,3	710,7	684,8	650,2	619,3	670,0	646,4	606,5
Def. (mm) 180 min	-	-	-	-	939,5	900,1	840,0	899,6	-	800,6

b) Carregamentos últimos

O carregamento último das lajes avaliadas pelo C1 é mostrado na Tabela 35, referente a plastificação da região de momento positivo (seção 1). O equivalente para região de momentos negativos (seção 2) está na Tabela 36.

Tabela 35 – Carregamentos últimos (altas temperaturas) na seção 1

Laje número		Tempo ISO 834 (min)							
		0	30	45	60	90	120	150	180
LAN1	Q_{fi} (kN/m ²)	46,1	40,2	33,5	29,2	18,5	15,8	14,2	12,3
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	0,87	0,73	0,63	0,40	0,34	0,30	0,27
LAN2	Q_{fi} (kN/m ²)	51,3	45,0	38,8	35,7	31,8	27,2	24,1	21,0
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	0,87	0,75	0,69	0,62	0,53	0,46	0,41
LAN3	Q_{fi} (kN/m ²)	55,9	47,2	41,5	36,4	31,8	27,8	24,3	21,1
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	0,85	0,74	0,65	0,56	0,49	0,43	0,37
LAN4	Q_{fi} (kN/m ²)	58,8	52,2	45,9	39,5	35,4	28,5	24,5	21,2
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	0,88	0,78	0,67	0,60	0,49	0,42	0,36
LAN5	Q_{fi} (kN/m ²)	48,2	41,2	36,5	29,3	18,7	16,2	14,2	12,6
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	0,85	0,75	0,60	0,39	0,33	0,29	0,26
LAN6	Q_{fi} (kN/m ²)	49,3	40,3	36,5	29,3	18,7	16,2	14,2	12,6
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	0,82	0,74	0,59	0,38	0,32	0,29	0,25
LAN7	Q_{fi} (kN/m ²)	50,0	39,7	36,5	29,3	18,7	16,2	14,2	12,6
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	0,79	0,73	0,58	0,37	0,32	0,28	0,25
LAN8	Q_{fi} (kN/m ²)	52,5	45,7	40,3	34,8	32,5	26,0	22,2	19,9
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	0,87	0,76	0,66	0,62	0,49	0,42	0,37
LAN9	Q_{fi} (kN/m ²)	57,1	49,4	42,4	37,2	32,5	25,9	21,8	19,5
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	0,86	0,74	0,65	0,57	0,45	0,38	0,34
LAN10	Q_{fi} (kN/m ²)	60,7	55,9	49,2	40,6	32,6	25,9	21,1	19,2
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	0,92	0,81	0,67	0,54	0,43	0,34	0,31

Tabela 36 – Carregamentos últimos (altas temperaturas) na seção 2

Laje número		Tempo ISO 834 (min)							
		0	30	45	60	90	120	150	180
LA1	Q_{fi} (kN/m ²)	39,2	41,0	37,4	33,3	15,2	13,2	10,5	9,2
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	1,04	0,95	0,85	0,39	0,34	0,27	0,23
LA2	Q_{fi} (kN/m ²)	52,4	55,4	46,6	44,4	37,8	33,2	27,5	24,1
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	1,05	0,89	0,85	0,72	0,63	0,52	0,46
LA3	Q_{fi} (kN/m ²)	55,8	58,2	46,9	45,2	37,2	33,5	27,8	24,7
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	1,04	0,84	0,81	0,67	0,60	0,50	0,45
LA4	Q_{fi} (kN/m ²)	63,7	64,3	50,0	46,5	39,4	34,2	28,3	25,0
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	1,01	0,79	0,73	0,61	0,54	0,45	0,39
LA5	Q_{fi} (kN/m ²)	52,2	52,3	52,4	40,6	35,5	34,0	31,6	27,7
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	1,00	1,00	0,78	0,68	0,65	0,60	0,53
LA6	Q_{fi} (kN/m ²)	54,2	54,5	52,7	40,9	36,9	35,0	32,1	27,7
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	1,00	0,97	0,75	0,68	0,64	0,59	0,51
LA7	Q_{fi} (kN/m ²)	54,2	64,3	53,1	42,1	38,5	36,2	33,5	29,3
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	1,18	0,97	0,78	0,71	0,67	0,62	0,54
LA8	Q_{fi} (kN/m ²)	58,0	70,4	54,1	47,3	40,4	35,8	30,3	26,4
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	1,21	0,93	0,81	0,69	0,62	0,52	0,45
LA9	Q_{fi} (kN/m ²)	62,2	77,5	54,2	47,0	42,7	37,9	30,5	26,4
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	1,24	0,87	0,75	0,68	0,61	0,49	0,42
LA10	Q_{fi} (kN/m ²)	72,2	84,4	67,8	62,0	48,1	38,9	33,2	28,4
	k (Q _{fi} /Q)	1,00	1,16	0,93	0,86	0,67	0,54	0,46	0,39

ANEXO F – Aplicações do método de cálculo proposto

A seguir apresentam-se aplicações do método de cálculo proposto no Item 5 da tese. A convenção empregada em todas as resoluções demonstradas neste anexo está mostrada na Figura 237. Por se tratar de uma laje unidirecional, os cálculos foram feitos para 100 cm de largura da seção transversal.

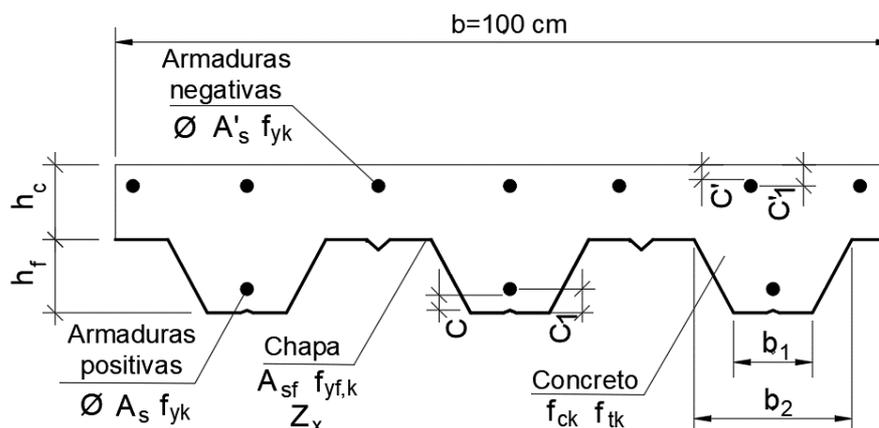


Figura 237 – Convenção das aplicações dos métodos de cálculo propostos

Foram resolvidas e demonstradas o cálculo das seguintes aplicações:

- **Aplicação 1:** determinação do momento resistente positivo de uma laje mista sem armaduras suplementares para 30 min de incêndio padrão;
- **Aplicação 2:** determinação do momento resistente positivo de uma laje mista com armaduras suplementares positivas para 90 min de incêndio padrão;
- **Aplicação 3:** determinação do momento resistente negativo de uma laje mista com armaduras negativas para 60 min de incêndio padrão;
- **Aplicação 4:** determinação do momento resistente negativo de uma laje mista com armaduras negativas e positivas para 120 min de incêndio padrão;

As aplicações 1 a 4 estão demonstradas a seguir e foram separadas conforme o momento resistente a ser calculado (positivo ou negativo). Estas resoluções, além de permitir a aplicação das equações de determinação dos momentos resistentes em questão, permitem aplicar as formulações inerentes as temperaturas dos materiais que constituem a seção (chapa perfilada, concreto e armaduras).

F.1. CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE POSITIVO

a) Lajes mistas sem armaduras (aplicação 1)

Admitindo as características da laje mista da Tabela 38 submetida a 30 min de exposição à curva padronizada de temperatura da ISO 834, apresenta-se o memorial de cálculo de resolução do problema proposto. A convenção admitida obedece ao que foi mostrado na Figura 237.

Tabela 38 – Dados da seção transversal para a aplicação 1

Chapa perfilada		Concreto		Armaduras positivas		Armaduras negativas	
b_1	130 mm	h_c	60 mm	Ø	não	Ø	não
b_2	175 mm	b	1000 mm	C	não	C'	não
A_{sf}	997 mm ² /m	f_{ck}	55 MPa	C ₁	não	C' ₁	não
$f_{yf,k}$	280 MPa	f_{tk}	5,5 MPa	f_{yk}	não	f_{yk}	não
Z_x	14600 mm ³ /m	η	3 nervuras	n	não	n	não
h_f	59 mm			A_s	não	A'_s	não

- Tem-se (conforme aplicação do item 5.1.1):

$$h_t = h_c + h_f = 60\text{mm} + 59\text{mm} = 119\text{mm}$$

- Temperaturas dos materiais que constituem a seção:

$$\begin{aligned} T_f &= 10^{-6} \cdot t^4 + 8 \cdot 10^{-4} \cdot t^3 - 0,18 \cdot t^2 + 18,9 \cdot t + 80,8 = \\ &= 10^{-6} \cdot 30^4 + 8 \cdot 10^{-4} \cdot 30^3 - 0,18 \cdot 30^2 + 18,9 \cdot 30 + 80,8 = 508,2^\circ\text{C} \quad \cup \quad k_{tf,\theta} \\ &= 0,39 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{Ci} &= 6,7 \cdot 10^{-2} \cdot t^3 - 4,3 \cdot 10^{-2} \cdot t^2 + 10,175 \cdot t + 24,4 \\ &= 6,7 \cdot 10^{-2} \cdot 30^3 - 4,3 \cdot 10^{-2} \cdot 30^2 + 10,175 \cdot 30 + 24,4 = 292,1^\circ\text{C} \quad \cup \quad k_{tc,\theta} = 0,6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{Cs} &= -2,87 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 + 3,78 \cdot t + 8,74 = -2,87 \cdot 10^{-3} \cdot 30^2 + 3,78 \cdot 30 + 8,74 = 119,8^\circ\text{C} \\ &\quad \cup \quad k_{cc,\theta} = 0,99 \end{aligned}$$

Esta definição das temperaturas permite definir os coeficientes de redução das resistências dos materiais que constituem as lajes mistas, conforme os valores que a EN 1992-1.2, EN 1993-1.2 e EN 1994-1.2 praticam aos mesmos. Para o T_f foi admitida a Equação (33), para o T_{Ci} a Equação (44) e para o T_{Cs} a Equação (55) já mostradas nesta tese.

- Resultantes resistentes de cálculo para definir o momento resistente da laje:

$$N_C = 0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b \cdot t_c = 0,8 \cdot 55\text{MPa} \cdot 0,99 \cdot 1000\text{mm} \cdot 60\text{mm} = 2613600\text{N} = 2613,6\text{ kN}$$

$$N_{CT} = \eta \cdot 0,8 \cdot f_{ctk} \cdot k_{tc,\theta} \cdot b_0 \cdot h_f = 3,0 \cdot 8,5 \cdot 5 \text{MPa} \cdot 0,6 \cdot 152 \text{mm} \cdot 59 \text{mm} = 71000 \text{N} = 71,0 \text{kN}$$

$$b_0 = \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{130 \text{mm} + 175 \text{mm}}{2} = 152 \text{mm}$$

Para o N_C foi admitida a Equação (6) e para o N_{CT} a Equação (7) já mostradas nesta tese.

- Cálculo dos momentos resistentes parciais:

Como $N_C > N_{CT}$, tem-se:

$$x_{pl} = \frac{N_{CT}}{0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b} = \frac{71000 \text{ N}}{0,8 \cdot 5,5 \text{MPa} \cdot 0,99 \cdot 1000 \text{mm}} = 1,6 \text{mm} = 0,16 \text{cm}$$

$$M_{pl,ac,fi}^+ = N_{CT} \cdot \left(h_t - \frac{h_f}{2} - \frac{x_{pl}}{2} \right) = 71000 \text{N} \cdot \left(119 \text{mm} - \frac{59 \text{mm}}{2} - \frac{1,6 \text{mm}}{2} \right) = 630 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{pl,f,fi} = z_x \cdot f_{yf,k} \cdot k_{tf,\theta} = 14600 \text{mm}^3 \cdot 280 \text{MPa} \cdot 0,39 = 159,4 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Para o x_{pl} foi admitida a Equação (8), para o $M_{pl,ac,fi}^+$ a Equação (9) e para o $M_{pl,f,fi}$ a Equação (10) já mostradas nesta tese.

- Cálculo do momento resistente positivo de cálculo para 30 min de incêndio

$$M_{Rd,fi}^+ = M_{pl,ac,fi}^+ + M_{pl,f,fi} = 630 + 159,4 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 789,4 \text{ kN} \cdot \text{cm} \cong \mathbf{7,9 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

Logo, o momento resistente positivo de uma laje mista com a seção transversal da Tabela 38 para 30 min de exposição à ISO 834 será, conforme a Equação (11) já mostrada nesta tese, de 790 kN.cm.

b) Lajes mistas com armaduras positivas (aplicação 2)

Admitindo as características da laje mista da Tabela 39 submetida a 90 min de exposição à curva padronizada de temperatura da ISO 834, apresenta-se o memorial de cálculo de resolução do problema proposto. A convenção admitida obedece ao que foi mostrado na Figura 237.

Tabela 39 – Dados da seção transversal para a aplicação 2

Chapa perfilada		Concreto		Armaduras positivas		Armaduras negativas	
b_1	130 mm	h_c	100 mm	Ø	10 mm	Ø	não
b_2	175 mm	b	1000 mm	C	10 mm	C'	não
A_{sf}	997 mm ² /m	f_{ck}	40 MPa	C ₁	15 mm	C' ₁	não
$f_{yf,k}$	280 MPa	f_{tk}	4 MPa	f_{yk}	500 MPa	f_{yk}	não
Z_x	14600 mm ³ /m	η	3 nervuras	n	3 barras/m	n	não
h_f	59 mm			A_s	235 mm ² /m	A' _s	não

- Tem-se (conforme item 5.1.1):

$$h_t = h_c + h_f = 100\text{mm} + 59\text{mm} = 159\text{mm}$$

- Temperaturas dos materiais que constituem a seção:

$$\begin{aligned} T_f &= 10^{-6} \cdot t^4 + 8 \cdot 10^{-4} \cdot t^3 - 0,18 \cdot t^2 + 18,9 \cdot t + 80,8 = \\ &= 10^{-6} \cdot 90^4 + 8 \cdot 10^{-4} \cdot 90^3 - 0,18 \cdot 90^2 + 18,9 \cdot 90 + 80,8 = 972,6^\circ\text{C} \cup k_{tf,\theta} \\ &= 0,01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{Ci} &= 6,7 \cdot 10^{-2} \cdot t^3 - 4,3 \cdot 10^{-2} \cdot t^2 + 10,175 \cdot t + 24,4 \\ &= 6,7 \cdot 10^{-2} \cdot 90^3 - 4,3 \cdot 10^{-2} \cdot 90^2 + 10,175 \cdot 90 + 24,4 = 634,7^\circ\text{C} \cup k_{tc,\theta} = 0,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{Cs} &= -2,87 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 + 3,78 \cdot t + 8,74 = -2,87 \cdot 10^{-3} \cdot 90^2 + 3,78 \cdot 90 + 8,74 = 328,3^\circ\text{C} \\ &\cup k_{cc,\theta} = 0,56 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{arm,1} &= 2 \cdot 10^{-4} \cdot t^3 - 0,095 \cdot t^2 + 14,8 \cdot t - 10 = 2 \cdot 10^{-4} \cdot 90^3 - 0,095 \cdot 90^2 + 14,8 \cdot 90 - 10 \\ &= 698,3^\circ\text{C} \cup k_{ts,\theta} = 0,23 \end{aligned}$$

Esta definição das temperaturas permite definir os coeficientes de redução das resistências dos materiais que constituem as lajes mistas, conforme os valores que a EN 1992-1.2, EN 1993-1.2 e EN 1994-1.2 praticam aos mesmos. Para o T_f foi admitida a Equação (33), para o T_{Ci} a Equação (44), para o T_{Cs} a Equação (55) e para o $T_{arm,1}$ a Equação (77) já mostrada nesta tese.

- Resultantes resistentes de cálculo para definir o momento resistente da laje:

$$N_C = 0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b \cdot t_c = 0,8 \cdot 40\text{MPa} \cdot 0,56 \cdot 1000\text{mm} \cdot 100\text{mm} = 1792000\text{N} = 1792,0\text{ kN}$$

$$N_{CT} = \eta \cdot 0,8 \cdot f_{ctk} \cdot k_{tc,\theta} \cdot b_0 \cdot h_f = 3,0 \cdot 8,4\text{MPa} \cdot 0,0152\text{mm} \cdot 59\text{mm} = 0,0\text{N}$$

$$b_0 = \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{130\text{mm} + 175\text{mm}}{2} = 152\text{mm}$$

$$N_{AP} = A_s \cdot f_{yk} \cdot k_{ts,\theta} = 235 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \cdot 500\text{MPa} \cdot 0,23 = 27000\text{N} = 27,0\text{kN}$$

Para o N_C foi admitida a Equação (6), para o N_{CT} a Equação (7) e para o N_{AP} a Equação (15) já mostrada nesta tese.

- Cálculo dos momentos resistentes parciais:

Como $N_C > N_{AP} + N_{CT}$, tem-se:

$$\begin{aligned} x_{pl} &= \frac{A_s \cdot f_{yk} \cdot k_{ts,\theta} + \eta \cdot 0,8 \cdot f_{ctk} \cdot k_{tc,\theta} \cdot b_0 \cdot h_f}{b \cdot 0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta}} \\ &= \frac{235\text{mm}^2 \cdot 500\text{MPa} \cdot 0,23 + 3,0 \cdot 8,4\text{MPa} \cdot 0,0152\text{mm} \cdot 59\text{mm}}{1000\text{mm} \cdot 0,8 \cdot 40\text{MPa} \cdot 0,56} = 1,5\text{mm} \end{aligned}$$

$$M_{pl,ac,fi}^+ = N_{AP} \cdot \left(h_t - C_1 - \frac{x_{pl}}{2} \right) + N_{CT} \cdot \left(h_t - \frac{h_f}{2} - \frac{x_{pl}}{2} \right)$$

$$= 27000N \left(159mm - 15mm - \frac{1,5mm}{2} \right) = 386,8 \text{ kN.cm}$$

$$M_{pl,f,fi} = z_x \cdot f_{yf,k} \cdot k_{tf,\theta} = 14600mm^3 \cdot 280MPa \cdot 0,01 = 40000N \cdot mm = 4,0 \text{ kN.cm}$$

Para o x_{pl} foi admitida a Equação (16), para o $M_{pl,ac,fi}^+$ a Equação (9) e para o $M_{pl,f,fi}$ a Equação (10) já mostrada nesta tese.

- Cálculo do momento resistente positivo de cálculo para 90 min de incêndio

$$M_{Rd,fi}^+ = M_{pl,ac,fi}^+ + M_{pl,f,fi} = 386,8kN \cdot cm + 4 \text{ kN.cm} = 390,9kN \cdot cm = \mathbf{3,9 \text{ kN.m}}$$

Logo, o momento resistente positivo de uma laje mista com a seção transversal da Tabela 39 para 90 min de exposição à ISO 834 será, conforme a Equação (11) já mostrada nesta tese, de 390 kN.cm.

F.2. CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE NEGATIVO

a) Lajes com armaduras negativas (aplicação 3)

Admitindo as características da laje mista da Tabela 40 submetida a 60 min de exposição à curva padronizada de temperatura da ISO 834, apresenta-se o memorial de cálculo de resolução do problema proposto. A convenção admitida obedece ao que foi mostrado na Figura 237.

Tabela 40 – Dados da seção transversal para a aplicação 3

Chapa perfilada		Concreto		Armaduras positivas		Armaduras negativas	
b_1	130 mm	h_c	80 mm	Ø	não	Ø	8 mm
b_2	175 mm	b	1000 mm	C	não	C'	10 mm
A_{sf}	997 mm ² /m	f_{ck}	45 MPa	C ₁	não	C' ₁	15 mm
$f_{yf,k}$	280 MPa	f_{tk}	4,5 MPa	f_{yk}	não	f_{yk}	500 MPa
Z_x	14600 mm ³ /m	η	3 nervuras	n	não	n	5
h_f	59 mm			A_s	não	A'_s	252 mm ² /m

- Tem-se (conforme item 5.1.2):

$$h_t = t_c + h_f = 80mm + 59mm = 139mm$$

- Temperaturas dos materiais que constituem a seção:

$$T_f = 10^{-6} \cdot t^4 + 8 \cdot 10^{-4} \cdot t^3 - 0,18 \cdot t^2 + 18,9 \cdot t + 80,8 =$$

$$= 10^{-6} \cdot 60^4 + 8 \cdot 10^{-4} \cdot 60^3 - 0,18 \cdot 60^2 + 18,9 \cdot 60 + 80,8 = 752^\circ\text{C} \cup k_{t_f,\theta}$$

$$= 0,09$$

$$T_{Ci} = 6,7 \cdot 10^{-2} \cdot t^3 - 4,3 \cdot 10^{-2} \cdot t^2 + 10,175 \cdot t + 24,4$$

$$= 6,7 \cdot 10^{-2} \cdot 60^3 - 4,3 \cdot 10^{-2} \cdot 60^2 + 10,175 \cdot 60 + 24,4 = 491,8^\circ\text{C} \cup k_{cc,\theta} = 0,74$$

(não esquecer que o concreto abaixo da linha neutra, nesse caso, é comprimido)

Esta definição das temperaturas permite definir os coeficientes de redução das resistências dos materiais que constituem as lajes mistas, conforme os valores que a EN 1992-1.2, EN 1993-1.2 e EN 1994-1.2 praticam aos mesmos. Para o T_f foi admitida a Equação (33) e para o T_{Ci} a Equação (44) já mostrada nesta tese.

- Verificação da proteção térmica das armaduras negativas (coeficiente C_f)

$$C_f = 0,032 \cdot (h_c - c) \cdot \eta \cdot k_f \cdot \left(\frac{h_c}{10}\right)^{\left(\frac{k_f}{\eta+20}\right)} = 0,032 \cdot (80\text{mm} - 10\text{mm}) \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot \frac{80\text{mm}^{\left(\frac{2}{0,9+20}\right)}}{10}$$

$$= 4,9 > 1 \text{ (A)}$$

Para o C_f foi admitida a Equação (83), com $k_f = 2,0$; $\eta = 0,90$ (região A). Se na região A está protegida, na B também estará, por óbvio. Logo, as armaduras negativas não são afetadas pelas temperaturas e podem ser tratadas com a mesma resistência admitida nas condições a temperatura ambiente.

- Resultantes resistentes de cálculo para definir o momento resistente da laje:

$$N'_{AN} = A'_s \cdot f_{yk} \cdot k_{t,\theta} = 252\text{mm}^2 \cdot 500\text{MPa} \cdot 1,0 = 126000\text{N} = 126 \text{ kN}$$

$$N'_C = 0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b_0 \cdot h_f \cdot \eta = 0,8 \cdot 45\text{MPa} \cdot 0,74 \cdot 152\text{mm} \cdot 59\text{mm} \cdot 3 = 716722,6\text{N}$$

$$= 716,7\text{kN}$$

$$b_0 = \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{130\text{mm} + 175\text{mm}}{2} = 152\text{mm}$$

Para o N'_{AN} foi admitida a Equação (19) e para o N'_C a Equação (20)

- Cálculo dos momentos resistentes parciais:

Como $N'_{AN} < N'_C$, tem-se:

$$x_{pl} = h_t - \frac{N'_{AN}}{\eta \cdot 0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b_0} = 139\text{mm} - \frac{126000\text{N}}{3,0 \cdot 45\text{MPa} \cdot 0,74 \cdot 152\text{mm}} = 129\text{mm}$$

$$= 12,9\text{cm}$$

$$M'_{pl,ac,fi}^- = N'_{AN} \cdot \left(h_t - \frac{h_0}{2} - C'_1 \right) = 126000N \cdot \left(139mm - \frac{10mm}{2} - 15mm \right)$$

$$= 14994000N \cdot mm = 1499,4 kN \cdot cm$$

$$h_0 = h_t - x_{pl} = 139mm - 129mm = 10 mm$$

$$M_{pl,f,fi} = z_x \cdot f_{yf,k} \cdot k_{tf,\theta} = 14600mm^3 \cdot 280MPa \cdot 0,09 = 367920N \cdot mm = 36,8 kN \cdot cm$$

Para o x_{pl} foi admitida a Equação (24), para o $M_{pl,ac,fi}^-$ a Equação (25) e para o $M_{pl,f,fi}$ a Equação (10) já mostrada nesta tese.

- Cálculo do momento resistente negativo de cálculo para 60 min de incêndio

$$M_{Rd,fi}^- = M_{pl,ac,fi}^- + M_{pl,f,fi} = 1499,4 + 36,8 kN \cdot cm = 1536,2 kN \cdot cm = \mathbf{15,3 kN \cdot m}$$

Logo, o momento resistente negativo de uma laje mista com seção transversal da Tabela 40 para 60 min de exposição à ISO 834 será, conforme a Equação (11) já apresentada nesta tese, de 1530 kN.cm.

b) Lajes com armaduras positivas e negativas (aplicação 4)

Admitindo as características da laje mista da Tabela 41 submetida a 120 min de exposição à curva de temperatura da ISO 834, apresenta-se o memorial de cálculo de resolução do problema proposto. A convenção admitida obedece ao que foi mostrado na Figura 237.

Tabela 41 – Dados da seção transversal para a aplicação 4

Chapa perfilada		Concreto		Armaduras positivas		Armaduras negativas	
b_1	119 mm	h_c	100 mm	\emptyset	8 mm	\emptyset	10 mm
b_2	155 mm	b	1000 mm	C	10 mm	C'	10 mm
A_{sf}	1112 mm ² /m	f_{ck}	45 MPa	C ₁	14 mm	C' ₁	15 mm
$f_{yf,k}$	280 MPa	f_{tk}	4,5 MPa	f_{yk}	500 MPa	f_{yk}	500 MPa
Z_x	22700 mm ³ /m	η	3 nervuras	n	3	n	6
h_f	75 mm			A_s	150 mm ² /m	A'_s	471 mm ² /m

- Tem-se (conforme item 5.1.2):

$$h_t = h_c + h_f = 100mm + 75mm = 175mm$$

- Temperaturas dos materiais que constituem a seção:

$$T_f = -5.10^{-6}.t^4 + 2,4.10^{-3}.t^3 - 0,40.t^2 + 30.t + 30,2$$

$$= -5.10^{-6}.120^4 + 2,4.10^{-3}.120^3 - 0,40.120^2 + 30.120 + 30,2 = 980,6^\circ\text{C}$$

$$\cup k_{tf,\theta} = 0,015$$

$$T_{Ci} = 1,6.10^{-4}.t^3 - 7,1.10^{-2}.t^2 + 12,55.t - 19,22$$

$$= 1,6.10^{-4}.120^3 - 7,1.10^{-2}.120^2 + 12,55.120 - 19,22 = 690,2^\circ\text{C}$$

$$\cup k_{(cc,\theta)} = 0,49$$

(o concreto abaixo da linha neutra, nesse caso, é comprimido)

$$T_{arm,1} = 3.10^{-4}.t^3 - 0,12.t^2 + 16,9.t - 6,3$$

$$= 3.10^{-4}.120^3 - 0,12.120^2 + 16,9.120 - 6,3 = 812,1^\circ\text{C} \cup k_{cs,\theta} = 0,08$$

(a armadura positiva, nesse caso, é comprimida)

Esta definição das temperaturas permite definir os coeficientes de redução das resistências dos materiais que constituem as lajes mistas, conforme os valores que a EN 1992-1.2, EN 1993-1.2 e EN 1994-1.2 praticam aos mesmos. Para o T_f foi admitida a Equação (34), para o T_{Ci} a Equação (65), para o T_{Cs} a Equação (76) e para o $T_{arm,1}$ a Equação (80) já apresentada nesta tese.

- Verificação da proteção térmica das armaduras negativas (coeficiente C_f)

$$C_f = 0,032. (h_c - c). \eta. k_f. \left(\frac{h_c}{10}\right)^{\left(\frac{k_f}{\eta+20}\right)}$$

$$= 0,032. (100\text{mm} - 10\text{mm}). 0,9. 1. \left(\frac{100\text{mm}}{10}\right)^{\left(\frac{1,3}{0,9+20}\right)} = 2,9 > 1 (A)$$

Para o C_f foi admitida a Equação (83), sendo $k_f = 1,3$; $\eta = 0,90$ (região A). Se na região A é protegida, na B também estará, por óbvio. Logo, as armaduras negativas não são afetadas pelas temperaturas e podem ser tratadas com a mesma resistência admitida nas condições a temperatura ambiente.

- Resultantes resistentes de cálculo para definir o momento resistente da laje:

$$N'_{AN} = A'_s. f_{yk}. k_{t,\theta} = 471\text{mm}^2. 500\text{MPa}. 1,0 = 235500\text{N} = 235,5 \text{ kN}$$

$$N'_{AP} = A_s. f_{yk}. k_{cs,\theta} = 150\text{mm}^2. 500\text{MPa}. 0,08 = 6000\text{N} = 6\text{kN}$$

$$N'_C = 0,8. f_{ck}. k_{cc,\theta}. b_0. h_f. \eta = 0,8. 45\text{MPa}. 0,49. 137\text{mm}. 75\text{mm}. 3 = 543753\text{N} = 543,7\text{kN}$$

$$b_0 = \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{119\text{mm} + 155\text{mm}}{2} = 137\text{mm}$$

Para o N'_{AN} foi admitida a Equação (19), para o N'_{AP} a Equação (27) e para o N'_C a Equação (20) já mostrada nesta tese.

- Cálculo dos momentos resistentes parciais:

Como $N'_{AN} < N'_C + N'_{AP}$, tem-se:

$$x_{pl} = h_t - \frac{N'_{AN} - N'_{AP}}{0,8 \cdot f_{ck} \cdot k_{cc,\theta} \cdot b_0 \cdot \eta} = 175\text{mm} - \frac{235500\text{N} - 6000\text{N}}{0,8 \cdot 45\text{MPa} \cdot 0,49 \cdot 137\text{mm} \cdot 3} = 143,3\text{mm}$$

$$= 14,3\text{cm}$$

$$M'_{pl,ac,fi} = N'_{AN} \cdot (h_a - C'_1) = 235500\text{N} \cdot (149\text{mm} - 15\text{mm}) = 31557000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 3155,7 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$h_a = \frac{\left(h_t - \frac{h_f}{2}\right) + (h_t - C'_1)}{2} = \frac{\left(175\text{mm} - \frac{75\text{mm}}{2}\right) + (175\text{mm} - 15\text{mm})}{2} = 149\text{mm}$$

$$= 14,9\text{cm}$$

$$M_{pl,f,fi} = z_x \cdot f_{yf,k} \cdot k_{tf,\theta} = 22700 \text{ mm}^3 \cdot 280 \text{ MPa} \cdot 0,015 = 95340\text{N} \cdot \text{mm} = 9,5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Para o x_{pl} foi admitida a Equação (30), para o $M_{pl,ac,fi}$ a Equação (31) e para o $M_{pl,f,fi}$ a Equação (10) já apresentada nesta tese.

- Cálculo do momento resistente negativo de cálculo para 120 min de incêndio

$$M_{Rd,fi}^- = M_{pl,ac,fi}^- + M_{pl,f,fi} = 3155,7 \text{ kN} \cdot \text{cm} + 9,5 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 3165,2 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$= \mathbf{31,7 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

Logo, o momento resistente negativo de uma laje mista com seção transversal da (41) para 120 min de exposição à ISO 834 será, conforme a Equação (11) que foi apresentada nesta tese, de 3170 kN.cm.