UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS

ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE E REFORÇO DE LAJES ALVEOLARES SUBMETIDAS À SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

LINCOLN GONÇALVES FARIA

TIAGO RODRIGUES COSTA

GOIÂNIA,

2017

LINCOLN GONÇALVES FARIA

TIAGO RODRIGUES COSTA

ANÁLISE E REFORÇO DE LAJES ALVEOLARES SUBMETIDAS À SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Trabalho de conclusão de curso 2 para a graduação em Engenharia Civil apresentado à Escola de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Goiás.

Orientador: Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo

GOIÂNIA,

2017

LINCOLN GONÇALVES FARIA

TIAGO RODRIGUES COSTA

ANÁLISE E REFORÇO DE LAJES ALVEOLARES SUBMETIDAS À SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Monografia apresentada no Trabalho de Conclusão de Curso 2 do Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.

Aprovado em: 29/6/2017

Banca Examinadora:

Prof. Alberto Vilela Chaer

Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo

Prof. Dr. Janes Cleiton Alves de Oliveira

Atesto que as revisões solicitadas foram feitas:

Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo (Orientador)

Em: 6/7/2017

RESUMO

A segurança e a integridade de edificações e seus ocupantes em situação excepcionais, tais como as de incêndio, é um assunto de extrema importância, que ainda carece de muitos estudos. No Brasil, as referências normativas mais utilizadas são a NBR 14432 e a NBR 15200, que abordam exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos e o projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Essas normas foram criadas com base em regulamentações internacionais e europeias, como a ISO 834, o Eurocode 1 e o Eurocode 2, no entanto, elas ainda são muito limitadas. Com relação a lajes alveolares de concreto protendido, ainda não se tem um modelo para dimensionamento que possa expressar de forma mais precisa a sua resistência e segurança em situação de incêndio. Pensando nessas limitações, esse trabalho busca analisar o comportamento de lajes alveolares pré-moldadas e protendidas submetidas a situação de incêndio e sua possível recuperação utilizando reforço com fibras de carbono. Para isso é extraída da bibliografia recomendações para o projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, assim como para a recuperação de lajes alveolares utilizando fibras de carbono. Também é realizada uma comparação entre as principais curvas tempo-temperatura das principais normas utilizadas. Ao final, é dimensionado um compartimento de uma edificação escolar submetido a um incêndio fictício, a partir do qual são construídas as curvas de temperatura na laje alveolar, sendo posteriormente dimensionado o seu reforço à flexão com fibras de carbono.

Palavras-chave: lajes alveolares; reforço; fibras de carbono; incêndio.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2. 1 - Curva tempo-temperatura de um edifício em situação de incêndio real Fonte: (COSTA, 2008) 22

Figura 2. 2 - Curva de incêndio padrão da ISO 834 25

Figura 2. 3 - Curva de incêndio padrão ASTM E119 (ASTM, 2000).....27

Figura 2. 4 - Curva de incêndio padrão “H” segundo o Eurocode 1 (CEN, 2002) 28

Figura 2. 5 - Curva do tempo real versos temperatura parametrizada do Eurocode 1 34

Figura 2. 6 - Comparação da máxima temperatura do ar no compartimento (FRANSEN, 2000).....37

Figura 2. 7 - Temperatura máxima no elemento de aço desprotegido (FRANSEN,2000).....38

Figura 2. 8 - Temperatura máxima no elemento de aço protegido (FRANSEN, 2000) 39

Figura 3. 1 - Fator de redução da resistência dos concretos silicioso e calcário em função da temperatura (CEN, 2004) 41

Figura 3. 2 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura (CEN, 2004) 42

Figura 3. 3 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura (CEN, 2004) 43

Figura 3. 4 - Diagrama de tensão e deformação do aço. Fonte: Eurocode 2 (CEN, 2004) 45

Figura 3. 5 - Redução da resistência de escoamento convencional do aço de armadura ativa em função da temperatura (CEN, 2004).....46

Figura 3. 6 - Redução da resistência proporcional limite do aço de armadura ativa em função da temperatura (CEN, 2004) 46

Figura 3. 7 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura ativa módulo de elasticidade do aço de armadura ativa em função da temperatura (CEN, 2004) 47

Figura 4. 1 - Seção transversal do painel alveolar (TATU, 2008).....49

Figura 4. 2 - Distribuição da temperatura em elementos de núcleo alveolar em diferentes tempos de incêndio padrão para concreto de agregado silicioso (CEN, 2004) 52

Figura 4. 3 - Impedimento da dilatação longitudinal pelas unidades vizinhas 53

Figura 4. 4 - Deformação versus gradientes térmico.....54

Figura 5. 1 - Ampliação em Microscópio Eletrônico do Sistema MBrace (MACHADO, 2002) 57

Figura 5.2 - Esquema mostrando as disposições dos reforços nas faixas (ELGABBAS et al, 2010) 60

Figura 5. 3 - Laje alveolar sem reforço rompida à flexão (ELGABBAS *et al.*, 2010). 61

Figura 5. 4 - Laje alveolar reforçada rompida à flexão (ELGABBAS *et al*., 2010). 61

Figura 5. 5 - Seção transversal original e seção transversal equivalente da laje alveolar (YANG *et al.,* 2014).....63

Figura 5. 6 - Determinação do estado inicial de deformação (ACI, 2008) 64

Figura 5. 7 - Posição do eixo na seção equivalente 66

Figura 6. 1 - Planta baixa do prédio com indicação do compartimento estudado 68

Figura 6. 2 - Planta baixa do compartimento considerado (dimensões em cm).....69

Figura 6. 3 - Comparação entre curvas padrão de tempo-temperatura 70

Figura 6. 4 - Curva de incêndio paramétrica para o compartimento analisado 75

Figura 6. 5 - Comparação entre as curvas tempo-temperatura.....76

Figura 6. 6 - Seção transversal da laje alveolar suas dimenções e propriedades mecânicas (MELO, 2004).....78

Figura 6. 7 - Seção transversal equivalente da laje alveolar em forma de “I” e suas dimensões 79

Figura 6. 8 - Diagrama tensão x deformação do aço da armadura de protensão (BASTOS, 2015) 82

Figura 6. 9 - Isotermas de temperatura máxima da laje alveolar estudada após 120 minutos de incêndio Fonte:Guilherme Dias Costa Pinto 85

Figura 6. 10 - Diagrama tensão x deformação do aço da armadura de protensão (BASTOS, 2005) 88

Figura 6. 11 - Representação do modelo de reforço com o CRFC do tipo FIB 300/50CFS (mm).....91

Figura 6. 12 - Representação das forças na seção equilibrada 92

Figura 6. 13 - Representação do modelo de reforço com a LAM 50/1.4CFS (mm)...97

LISTA DE TABELAS

Tabela 2. 1 - Temperatura dos gases em função do tempo ASTM E119 (ASTM, 2000) 26

Tabela 3. 1 - Valores do coeficiente $k_{c\theta}$ para concretos com diferentes tipos de agregados (CEN, 2004) 40

Tabela 3. 2 - Valores do fator de redução para aços CA-50 E CA-60 (CEN, 2004) .. 42

Tabela 3. 3 - Valores das Equações 3.4 e 3.5 para fios e cordoalhas e para barras de armadura ativa (CEN, 2004) 44

Tabela 6. 1 - Valores relativos ao cálculo da carga de Incêndio na área total do compartimento 72

Tabela 6. 2 - Valores relativos ao cálculo do fator b para a alvenaria de vedação 73

Tabela 6. 3 - Valores relativos ao cálculo do fator b para o concreto da laje 74

Tabela 6. 4 - Carregamentos acidentais e permanentes eventuais do compartimento 77

Tabela 6. 5 - Característica da cordoalha (cordoalhas de 7 fios CP 190 RB) utilizada na laje alveolar 78

Tabela 6. 6 - Valores do processo de determinação da posição da linha neutra 83

Tabela 6. 7 - Dados para cálculo do momento resistente residual da laje alveolar ... 86

Tabela 6. 8 - Dados do compósito FIB 300/50CFS (MASTER BRACE, 2016a) 89

Tabela 6. 9 - Dados do compósito LAM 50/1.4CFS (MASTER BRACE, 2016b) 89

Tabela 6. 10 - Valores do processo de determinação da posição da linha neutra 90

Tabela 6. 11 - Valores do processo de determinação da posição da linha neutra 93

Tabela 6. 12 - Valores do processo de determinação da posição da linha neutra 99

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – American Society of Testing and Materials

CBMGO – Corpo de Bombeiros Militar do Estado de Goiás

CEN – Comité Europeu de Normalização

ISO – International Organization of Standardization

NIST – National Institute of Standards and Technology

NPD – *Norwegian Petroleum Directorate*

SSP-GO – Secretaria de Segurança Pública de Goiás

UFG – Universidade Federal de Goiás

LISTA DE SÍMBOLOS

Ac – Área da seção transversal do concreto

As – Armadura vertical estimada

Af – Área do piso do compartimento

A_t – Área total das fronteiras, incluindo teto, paredes, chão e aberturas

A_v – Área de ventilação vertical para o ambiente externo do edifício

b – Absortividade termal para todo o recinto

C – Capacidade térmica

Cp,θ – Calor específico por unidade de massa do concreto de densidade normal em função da temperatura θ

c – Calor específico do material de vedação

E_c – Módulo de elasticidade do concreto à temperatura ambiente

$E_{c,\theta}$ – Módulo de elasticidade do concreto à temperatura elevada θ

E_{cfc} – Módulo de elasticidade à tração do compósito de fibra de carbono

E_s – Módulo de elasticidade do aço em situação normal

E_p – Módulo de elasticidade do aço de armadura ativa em situação normal

$E_{p,\theta}$ – Módulo de elasticidade do aço protendido à temperatura elevada θ

$E_{s,\theta}$ – Módulo de elasticidade do aço à temperatura elevada θ

f_{ck} – Resistência característica do concreto à compressão em temperatura ambiente

$f_{ck,\theta}$ – Resistência característica do concreto à compressão submetido a elevada temperatura θ

f_y – Tensão de escoamento do aço

f_{yk} – Resistência característica do aço à tração em temperatura ambiente

$f_{yk,\theta}$ – Resistência característica do aço à tração à temperatura elevada θ

$f_{yd,\theta}$ – Resistência de cálculo do aço à tração à temperatura elevada θ

$f_{pyk,\theta}$ – Resistência característica a tração do aço protendido à temperatura elevada θ

f_{pyk} – Resistência característica do aço de armadura ativa em situação normal

$f_{ppk,\theta}$ – Resistência característica correspondente ao limite de proporcionalidade do aço protendido a uma temperatura θ

$f_{f,s}$ – Tensão no sistema compósito CRFC

g_3 – Carregamento permanente eventual

H – Altura total da edificação

h_{eq} – Altura média das aberturas

h – Altura do piso mais elevado da edificação

$k_{c,\theta}$ – Coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura θ

$k_{cE,\theta}$ – Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura θ

$k_{p,\theta}$ – Redutor do limite de proporcionalidade

$k_{Ep,\theta}$ – Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura ativa na temperatura θ

$k_{s,\theta}$ – Coeficiente de redução da resistência à tração do aço em função da temperatura θ

M_{cfc} – Momento devido ao compósito (CFC)

M_n – Momento resistente da seção reforçada

M_r – Momento resistente

M_{REF} – Momento de cálculo do reforço

M_s – Momento decorrente da combinação frequente

O – Grau de ventilação

$Olim$ – Grau de ventilação limite

$q_{f,d}$ – Carga de incêndio de projeto relacionado a área da superfície do compartimento

$q_{t,d}$ – Carga de incêndio de projeto relacionado a área total do compartimento.

s – Espessura da camada do compartimento

s_{lim} – Espessura limite da camada

t – Tempo

t* – Tempo fictício

td* – Tempo em que se inicia o processo de resfriamento

t_{lim} – Temperatura máxima atingida pelos gases em um caso de incêndio controlado pelo combustível

$t_{máx}$ – Tempo em que ocorre a temperatura máxima dos gases

T – Temperatura dos gases quentes (atmosfera) do compartimento em chamas

T_0 – Temperatura da atmosfera do compartimento no instante t = 0

$T_{máx}$ – Temperatura máxima atingida no compartimento

TRF – Tempo de resistência ao fogo

TRRF – Tempo requerido de resistência ao fogo

V_r – Cortante resistente

x – Posição da linha neutra

ε_{cfc} – Deformação final do compósito de fibra de carbono

$\varepsilon_{cfc,b}$ – Deformação no compósito devido ao carregamento máximo

$\varepsilon_{cfc,bi}$ – Deformação inicial devido ao carregamento decorrente do peso próprio da peça

ε_{fd} – Deformação máxima admissível para o compósito

ε_{fu} – Deformação última do compósito para a condição de compósito de fibra de carbono aplicado em área interna

ε_{fu}^{*} – Deformação última apresentada pelo fabricante

ψ_f – Coeficiente de redução para o compósito de fibra de carbono

λ – Condutividade térmica do material

λ_c – Condutividade térmica do concreto de densidade normal com agregado silicoso ou calcário

$\lambda_{a,\theta}$ – Condutividade térmica do aço em função da temperatura θ

ρ – Massa específica do material

θ_g – Temperatura dos gases do compartimento em chamas

$\theta_{g,0}$ – Temperatura dos gases do compartimento no instante t=0

Γ – Função de fator tempo para o grau de abertura (O) e a absortividade termal (b)

Γ_{lim} – Função de fator tempo para o grau de abertura limite (O_{lim}) e a absortividade termal (b)

γ_n – Fator de majoramento da carga de incêndio

γ_s – Fator de segurança da carga de incêndio

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 17

1.1. PROBLEMA 19

1.2. JUSTIFICATIVA 19

1.3. OBJETIVOS 19

2. O INCÊNDIO 21

2.1. INCÊNDIO REAL 21

2.2. INCÊNDIO PADRÃO 23

2.2.1. Curva Padrão da ISO 834 24

2.2.2. Curva Padrão da ASTM E119 25

2.2.3. Curva Padrão do Eurocode 1 27

2.3. INCÊNDIO PARAMETRIZADO DO EUROCODE 1 29

2.3.1. Tempo Relativo à Temperatura Máxima dos Gases 29

2.3.2. Ramo Ascendente 30

2.3.3. Ramo Descendente 33

2.4. RESISTÊNCIA AO FOGO 34

2.4.1. Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) 35

2.5 CURVAS DE INCÊNDIO E ENSAIOS REAIS 35

2.5.1 Comparação da Curva Paramétrica com o Incêndio Real por Meio de Resultados Experimentais 36

3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS MATERIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO 40

3.1 CONCRETO 40

3.2 AÇO 41

3.2.1 Armadura Passiva 41

3.2.2 Armadura Ativa 43

3.3 MÉTODO DAS ISOTERMAS DE 500°C 47

4. LAJES ALVEOLARES 48

4.1 ANÁLISE ESTRUTURAL DE LAJES ALVEOLARES 50

4.2 LAJES ALVEOLARES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO 50

4.2.1 Distribuição da Temperatura na Seção Transversal 52

4.2.2 Ação Térmica Indireta 52

4.2.3 Avaliação da Resistência ao Fogo 55

5. RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO 56

5.1 RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO 56

5.1.1 Sistema Compósito Estrutural 56

5.1.2 Reforço de Estruturas de Concreto Armado Com Fibras de Carbono 57

5.1.3 Dimensionamento do Reforço Estrutural 58

5.1.4 Adesão e Delaminação do CRFC 59

5.2 MÉTODOS DE REFORÇO EM LAJES ALVEOLARES 59

5.3 DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO DE LAJES ALVEOLARES COM COMPÓSITO DE FIBRA DE CARBONO 62

5.3.1 Momento resistente da peça 64

5.3.2 Deformação inicial da seção transversal 64

5.3.3 Método iterativo por equilíbrio 65

5.3.4 Ruptura por fluência e fadiga 66

6. EXEMPLO DE APLICAÇÃO 67

6.1 O COMPARTIMENTO CONSIDERADO 67

6.2 CURVAS DE INCÊNDIO PADRÃO 69

6.3 CURVA PARAMETRIZADA DO COMPARTIMENTO (EUROCODE 1) 70

6.3.1 Tempo da Temperatura Máxima dos Gases 71

6.3.2 Determinação das Propriedades Térmicas dos Elementos de Vedação do Compartimento 73

6.3.3 Ramo Ascendente da Curva Parametrizada 74

6.3.4 Ramo Descendente da Curva Parametrizada 75

6.3.5 Análise Comparativa Entre o Incêndio Padrão e Parametrizado 76

6.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA LAJE ALVEOLAR.....77

6.5 DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA LAJE ALVEOLAR A TEMPERATURA AMBIENTE 80

6.6 ISOTERMAS DE TEMPERATURA NO PERFIL DA LAJE ALVEOLAR.....83

6.7 DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA LAJE ALVEOLAR APÓS O INCÊNDIO 85

6.8 REFORÇO À FLEXÃO DA LAJE ALVELAR COM COMPÓSITO DE FIBRAS DE CARBONO 89

CONCLUSÃO 104

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....106

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Um dos grandes incêndios registrados na história foi o da biblioteca de Alexandria. Esta era um dos grandes centros de registros históricos e da produção científica da antiguidade, localizada no Egito. O incêndio registrado no local provocou a destruição de grande parte de seus artefatos, e mexeu com o imaginário popular da época, que contribuiu para que este acidente fosse lembrado ao longo de muitos anos.

Assim como em Alexandria, outro registro histórico de incêndios, já na era cristã, ocorreu na Roma antiga durante o império de Nero, no ano de 64 d.c. O incêndio se propagou por toda a cidade de Roma, deixando milhares de mortos e três quartos da cidade totalmente destruída. Este incêndio se propagou rapidamente devido às casas de madeira, as ruas estreitas e os ventos. Muitos registros indicam que o incêndio tenha sido provocado pelo próprio imperador Nero, com o objetivo de culpar os cristãos e reconstruir Roma. No entanto, ainda há muita controvérsia quanto à autoria do imperador nesse caso. O fato é que, devido a esse incêndio, Nero idealizou um sistema de alarme formado por pessoas que patrulhavam várias áreas a fim de alertar em casos de incêndio.

Além desses casos, também foram observadas diversas outras situações, durante o período moderno e contemporâneo, em que diversas casas e prédios são tomados por incêndios. Esses casos contribuíram para alertar a população e as autoridades sobre a necessidade da criação de um ambiente seguro nas edificações quando submetidas à situação de incêndio. Para isso, foram estabelecidas legislações que assegurem que as edificações sejam projetadas de modo a garantir a segurança dos habitantes em casos de incêndio, assim como para prevenir e evitar que esses sinistros ocorram.

No Brasil, como não havia ocorrido grandes casos de incêndios até os anos 70 do séc. XX, a segurança contra o incêndio era precária e ineficiente. Após esse período, com as grandes construções, foram observados alguns casos que se tornaram

emblemáticos no país, como o do edifício Joelma. Este incêndio ocorreu no ano de 1974 e resultou na morte de 179 pessoas, assim como 320 feridos. Esse incidente mostrou a precariedade do país com relação ao combate de incêndios e contribuiu para que se desse início a uma reformulação das medidas de segurança contra incêndio.

A partir do incêndio no edifício Joelma, começaram a surgir iniciativas dos estados e do governo federal para que se criassem e melhorassem as regulamentações acerca da segurança contra incêndios vigentes naquele momento. Em 1983, surgiu uma legislação estadual em São Paulo, o Decreto nº 20.811 (SÃO PAULO, 1983), que tinha como objetivo criar especificações para instalações de proteção contra incêndios.

Subsequente a esse período, começaram a surgir outras normas nacionais e regulamentações estaduais acerca da proteção contra o incêndio. Uma dessas, é a NBR 14432 (ABNT, 2001b) que fala sobre a exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações. Na sequência surgiram outras normas que versavam sobre a segurança a incêndio para estruturas em concreto armado, como a NBR 15200 (ABNT, 2012), e para outras estruturas.

Apesar dessa crescente preocupação com as situações excepcionais no projeto de estruturas, incluindo o incêndio, existem poucos modelos que representam o comportamento de estruturas pré-moldadas, incluindo lajes alveolares, submetidas a situação de incêndio, assim como na NBR 14861 (ABNT, 2002) que não aborda lajes alveolares em situação de incêndio. Desta forma, o Brasil está muito dependente de normas europeias e internacionais.

Após a incidência de um determinado incêndio em uma edificação, é necessário verificar as condições de seu uso. Existem casos em que se faz necessária a demolição completa da edificação, mas em outros, no qual as altas temperaturas não modificaram significativamente a resistência dos materiais, é possível realizar uma nova ocupação da edificação. Para isso, é possível se utilizar de reforços estruturais, tais como os com compósitos reforçados com fibras de carbono (CRFC). No entanto, ainda existem poucos estudos acerca da aplicação de fibras de carbono como reforço estrutural em estruturas confeccionadas com lajes alveolares.

1.1. PROBLEMA

Há pouca compreensão sobre o comportamento de lajes alveolares em situação de incêndio.

Há pouco conhecimento sobre o método de dimensionamento de reforço com compósitos reforçados com fibras de carbono em peças protendidas pelo sistema de pré-tração.

1.2. JUSTIFICATIVA

As estruturas submetidas a incêndio podem apresentar colapso parcial ou total, colocando em risco as operações de combate e salvamento, bem como ocasionam prejuízos materiais e podem incorrer na perda de vidas humanas. Em alguns casos é possível a recuperação da estrutura comprometida em decorrência do incêndio por meio de reforços estruturais.

As lajes exercem papel fundamental na compartimentação das estruturas, tendo como funções: segurança estrutural, estanqueidade e isolamento térmico. É importante ter o conhecimento sobre as condições da laje alveolar submetida a situação de incêndio de modo a avaliar a sua segurança. Além disso, é importante desenvolver técnicas de reforço que permitam a recuperação dessas lajes de modo a permitir que as mesmas possam ser recolocadas em serviço, evitando, assim, a demolição da estrutura após o incêndio.

1.3. OBJETIVOS

Este trabalho tem por objetivo geral a ampliação do conhecimento técnico-científico acerca do projeto das estruturas de concreto em situação de incêndio, em especial sobre as lajes alveolares protendidas e suas técnicas de reforço.

Como objetivos específicos desse trabalho, têm-se:

- Levantamento das propriedades termomecânicas do concreto e da armadura protendida na literatura técnica;

- Levantamento, na literatura técnica, das curvas de incêndio padrão e de incêndio parametrizado de modo a simular um incêndio real em uma edificação escolar;
- Levantamento das técnicas de reforço com compósito reforçado com fibras de carbono para lajes de concreto protendido;
- Dimensionamento de um reforço estrutural à flexão com compósito reforçado com fibras de carbono em uma laje alveolar de concreto protendido depois de submetida a um incêndio fictício.

CAPÍTULO 2

O INCÊNDIO

A ação térmica é determinada pelos fluxos de calor radioativo, que é gerado pelas chamas e pela superfície aquecida dos elementos estruturais, e pelos fluxos de calor convectivo, que é gerado com a movimentação dos gases provocado pela diferença de densidade entre eles (SILVA, 2004).

Os efeitos da ação térmica são fundamentais dentro da análise de estruturas na Engenharia Civil. Isso porque esses efeitos podem conferir uma redução das propriedades mecânicas dos materiais, bem como, podem provocar um aumento de esforços provocados pela elevação de temperatura. Devem, portanto, serem considerados na verificação das estruturas.

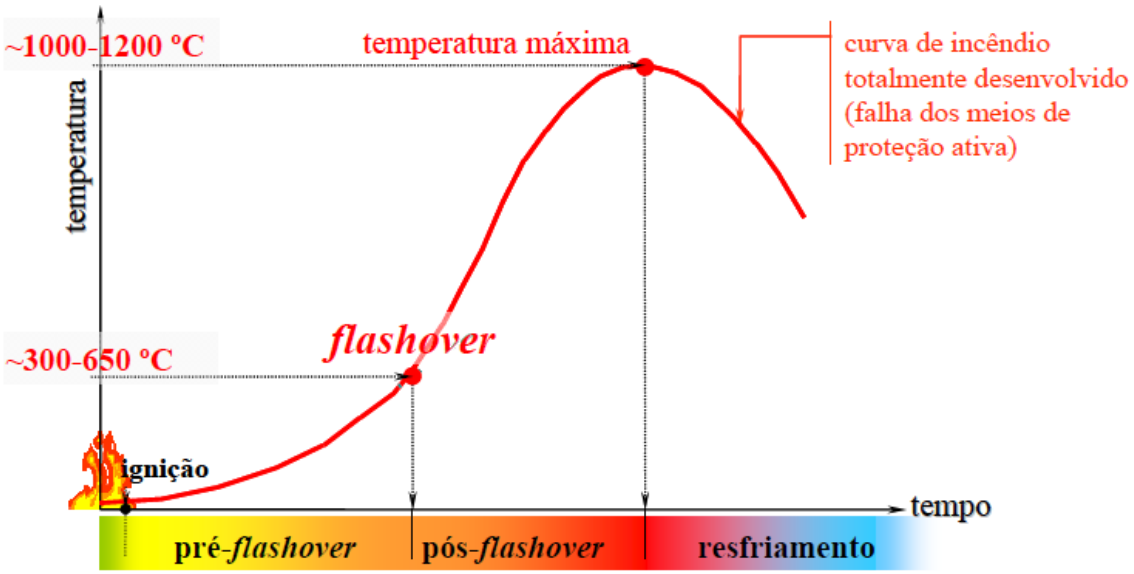
Com o objetivo de facilitar a determinação da ação térmica nas estruturas, foram desenvolvidos modelos matemáticos de incêndio que descrevem a variação da temperatura do compartimento em função do tempo. A relação entre a temperatura e o tempo é representada pelas “curvas temperatura-tempo” ou “curvas de incêndio”, as quais podem ser padronizadas (curva-padrão) ou parametrizadas pelas características do cenário do incêndio (curvas naturais) (COSTA; SILVA, 2006).

Nesse capítulo serão apresentadas e discutidas as situações de incêndio real e padronizados, assim como as curvas de tempo-temperatura que forem relevantes na avaliação da resistência ao fogo dos elementos da construção civil.

2.1. INCÊNDIO REAL

A curva tempo-temperatura do incêndio possui dois ramos: o ascendente, que representa o aumento de temperatura no compartimento, e o descendente, que representa o estágio de resfriamento do ambiente. A Figura 2.1 ilustra a curva típica tempo-temperatura de um edifício em situação de incêndio real (COSTA, 2008).

Figura 2. 1 - Curva tempo-temperatura de um edifício em situação de incêndio real Fonte: (COSTA, 2008)



O trecho inicial da curva, que representa o início do incêndio, é chamado de fase de ignição ou pré-*flashover*, sendo caracterizada por possuir baixas temperaturas, além de ter um crescimento relativamente pequeno. Dessa forma, não apresenta grandes danos à estrutura, a qual necessita de altas temperaturas para perder capacidade resistente (SILVA, 2012).

Caso o incêndio não seja contido na fase inicial, ocorrerá um aumento brusco de temperatura a partir do ponto conhecido como *flashover* ou ponto de inflamação generalizada. Esse instante representa o ponto em que todo o compartimento é tomado pelas chamas, fazendo com que todos os materiais combustíveis alcancem seu ponto de ignição.

Após o *flashover*, tem-se a fase de súbito crescimento de temperatura, chamado de fase de aquecimento ou pós-*flashover*. Nesse estágio, quando todo o material combustível do compartimento entra em combustão, a temperatura cresce de forma rápida até atingir o pico de temperatura máxima, correspondente à máxima temperatura atingida pelos gases do ambiente (COSTA, 2008).

Após a maior parte do material combustível ser consumido, o que ocorre no ponto de temperatura máxima, os gases começam a resfriar gradativamente durante a região conhecida como fase de resfriamento. Entretanto, devido à inércia térmica, a

temperatura no elemento estrutural continuará a aumentar por alguns minutos durante a fase de resfriamento.

2.2. INCÊNDIO PADRÃO

Com o decorrer de estudos, notou-se uma grande dificuldade de se estabelecer a curva tempo-temperatura de um incêndio real, haja vista sua grande variação de acordo com o ambiente e com a situação encontrada. Para facilitar a análise de diversas estruturas, adotou-se um modelo simplificado que padronizou o incêndio por curvas nominais, consolidando esse modelo como modelo do incêndio-padrão (SILVA, 2012).

O termo genérico de curvas nominais é utilizado para qualificar os incêndios padronizados, que podem ser representados por equações simples ou tabelas de aplicação direta e generalizada a qualquer compartimento independente do cenário do incêndio (COSTA, 2008).

A grande diferença da curva padronizada com relação à curva tempo-temperatura do incêndio real é de possuir apenas um ramo ascendente, admitindo que as temperaturas dos gases sejam sempre crescentes com o tempo. Além disso, a curva padronizada possui um comportamento independente das características do ambiente e da carga de incêndio (SILVA, 2012). Portanto, as curvas padronizadas não representam uma situação real de incêndio, uma vez que as características do cenário do incêndio podem variar de um compartimento para outro. Contudo, elas são usadas para facilitar os ensaios em série de elementos construtivos para avaliar a sua resistência ao fogo (COSTA; SILVA, 2006).

As curvas-padrão mais utilizadas internacionalmente são: a curva-padrão (*standard curve*) para incêndios de materiais celulósicos, a curva “H” (*hydrocarbon curve*) para incêndios de hidrocarbonetos e a curva de incêndio externo (*external fire curve*).

Vale lembrar que essas curvas padrões, de tempo-temperatura, representam a temperatura dos gases no interior do compartimento submetido a incêndio no decorrer do tempo e não a temperatura dos elementos estruturais.

2.2.1. Curva Padrão da ISO 834

As normas brasileiras ABNT NBR 14432 (ABNT, 2001b) e ABNT NBR 5628 (ABNT, 2001a) têm como base as formulações presentes na ISO 834 (ISO[1], 1990 *apud* SILVA, 2012), em que se recomenda a utilização de sua equação para elevação padronizada de temperatura em função do tempo.

A curva ISO 834 (ISO[2], 1990 *apud* SILVA, 2012) surgiu de uma busca de uniformização das duas curvas padrão mais utilizadas internacionalmente, com o intuito de modo a facilitar a troca de informações para projetos, pesquisas e produtos. A primeira curva é a ASTM E119 (ASTM, 2000), que foi desenvolvida nos Estados Unidos pela *American Society for Testingand Materials*, inicialmente em 1917; e a segunda foi a BS 473 (BSI[3], 1987 apud COSTA; SILVA, 2006), que foi publicada no Reino Unido, inicialmente em 1932, pela *British Standards Institution*.

A norma ISO 834 - “Fire resistance tests – Elements of building construction”, publicada em 1975 pelo *International Organization for Standardization*, forneceu a Equação 2.1 para estimar a temperatura em função do tempo para incêndios de materiais celulósicos.

$$\theta_g - \theta_{g,0} = 345 \log_{10}(8\mathrm{t} + 1) \tag{2.1}$$

Sendo:

θ_g: temperatura dos gases do compartimento em chamas (C°)

$\theta_{g,0}$: temperatura dos gases do compartimento no instante t=0 (C°)

t: tempo (minuto)

---

[1] *INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). Fire-Resistance Tests – Elements of Building Construction – Part 1.1: General Requirements for Fire Resistance Testing. ISO 834. Geneva: ISO/TC, 1990. [Revision of first edition (ISO 834:1975)].*

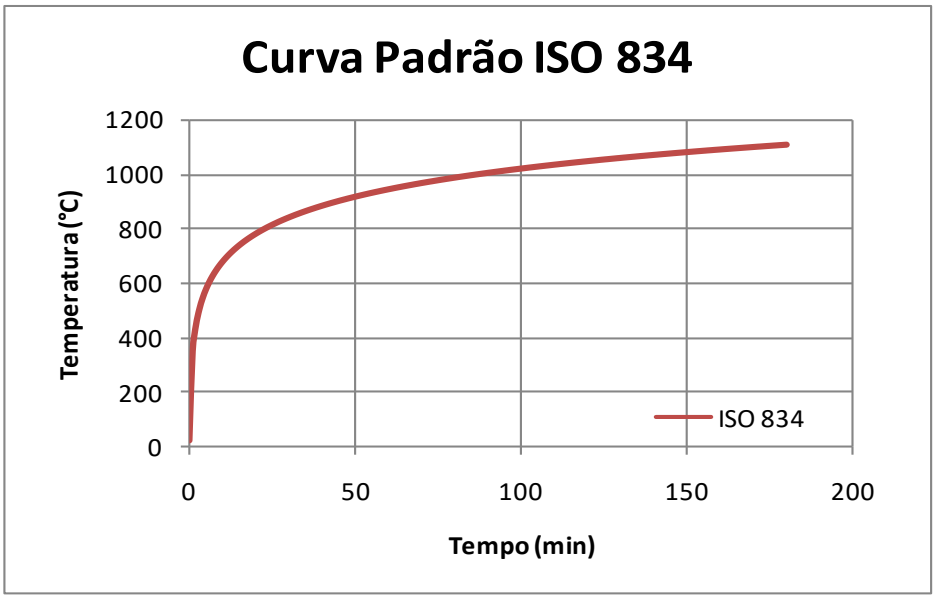
[2] *Idem 1.*

[3] *BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Fire tests on building materials and structures — Part 20: Method for determination of the fire resistance of elements of construction (general principles). BS 476- 20:1987. London: BSI, 1987.*

De forma prática recomenda-se utilizar a temperatura dos gases do compartimento no instante t=0 como sendo de 20°C (SILVA, 2012).

Na Figura 2.2 é representada graficamente a curva de incêndio padrão da ISO 834 (ISO[4], 1990 *apud* SILVA, 2012). Nota-se que esta equação gera uma curva com apenas um ramo ascendente, diferenciando-a das curvas de incêndio real. Isso se deve ao fato dessa curva tenta explicar o comportamento da temperatura com relação ao tempo a partir do *flashover*, em que o incêndio já foi instalado (COSTA, 2008).

Figura 2. 2 - Curva de incêndio padrão da ISO 834



2.2.2. Curva Padrão da ASTM E119

A ASTM E119 - *Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials* foi publicado pelo American Society for Testing and Materials (ASTM, 2000) e recomenda o uso da curva tempo-temperatura seguindo-se os valores representados na Tabela 2.1.

[4] *Idem 1.*

Tabela 2. 1 - Temperatura dos gases em função do tempo ASTM E119 (ASTM, 2000)

Tempo (min.)	Temperatura (°C)	Tempo (min.)	Temperatura (°C)
0,00	20	65,00	937
5,00	538	70,00	946
10,00	704	75,00	955
15,00	760	80,00	963
20,00	795	85,00	971
25,00	821	90,00	978
30,00	843	120,00	1010
35,00	862	180,00	1052
40,00	878	240,00	1093
45,00	892	300,00	1135
50,00	905	360,00	1177
55,00	916	420,00	1218
60,00	927	480,00	1260

Dentre várias equações para se representar a curva padrão de variação da temperatura em função do tempo, tem-se a Equação 2.2 como a que melhor representa os valores da Tabela 2.1 (SANTOS, 2009).

$$\theta_g = 750\left[1 - e^{-3,79553\sqrt{t}}\right] + 170,41\sqrt{t} + \theta_{g,0} \tag{2.2}$$

Sendo:

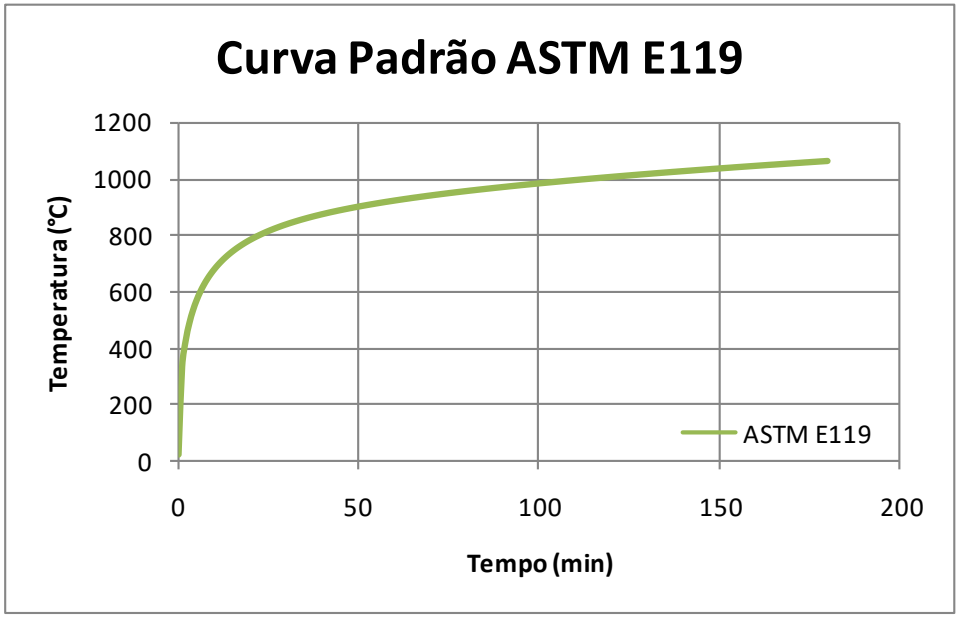
θ_g: temperatura dos gases do compartimento em chamas (°C)

$\theta_{g,0}$: temperatura dos gases do compartimento no instante t=0 (°C)

t: tempo (horas)

Na Figura 2.3 é representada graficamente a curva de incêndio padrão da ASTM E119 (ASTM, 2000).

Figura 2. 3 - Curva de incêndio padrão ASTM E119 (ASTM, 2000)



2.2.3. Curva Padrão do Eurocode 1

As curvas padrões de temperatura em função do tempo de incêndios para materiais de hidrocarbonetos começaram a surgir devido à preocupação com a segurança de indústrias petroquímicas, pois era comum verificar o colapso de estruturas quando submetidos a incêndios devido à combustão de materiais hidrocarbonetos, como os derivados de petróleo (COSTA; SILVA, 2006).

Existem duas características principais que diferem um incêndio provocado por materiais hidrocarbonetos e por materiais celulósicos, isto é, a taxa de aquecimento e o fluxo de calor liberado durante a combustão. Os materiais a base de hidrocarbonetos podem alcançar temperaturas de até 1100°C em 5 minutos de incêndio, enquanto os materiais celulósicos podem chegar a temperatura de 880°C após 40 minutos de incêndio. Com relação ao fluxo de calor, o incêndio de materiais celulósicos é de aproximadamente 100kW/m², enquanto o incêndio de materiais hidrocarbonetos é de aproximadamente 200kW/m² (COSTA; SILVA, 2006).

Na Europa, em uma busca de uniformização dos procedimentos de ensaios, foi designado como curva “H” a curva NPD (*Norwegian Petroleum Directorate*), que era utilizada em maior escala para incêndios de hidrocarbonetos (COSTA; SILVA, 2006). A curva “H” foi utilizada inicialmente para projetos de segurança de indústria

petroquímica e *offshore*, mas, atualmente, ela tem sido utilizada para projetos de túneis e outras vias de transporte de veículos movidos a combustíveis inflamáveis.

A expressão da curva de incêndio padrão, curva “H” para materiais a base de hidrocarbonetos, apresentada pelo Eurocode 1 (CEN, 2002) é descrita pela Equação 2.3.

$$\theta_g = 1080\,[1 - 0{,}325\,e^{-0{,}167t} - 0{,}675\,e^{-2{,}50t}] + \theta_{g,0} \tag{2.3}$$

Sendo:

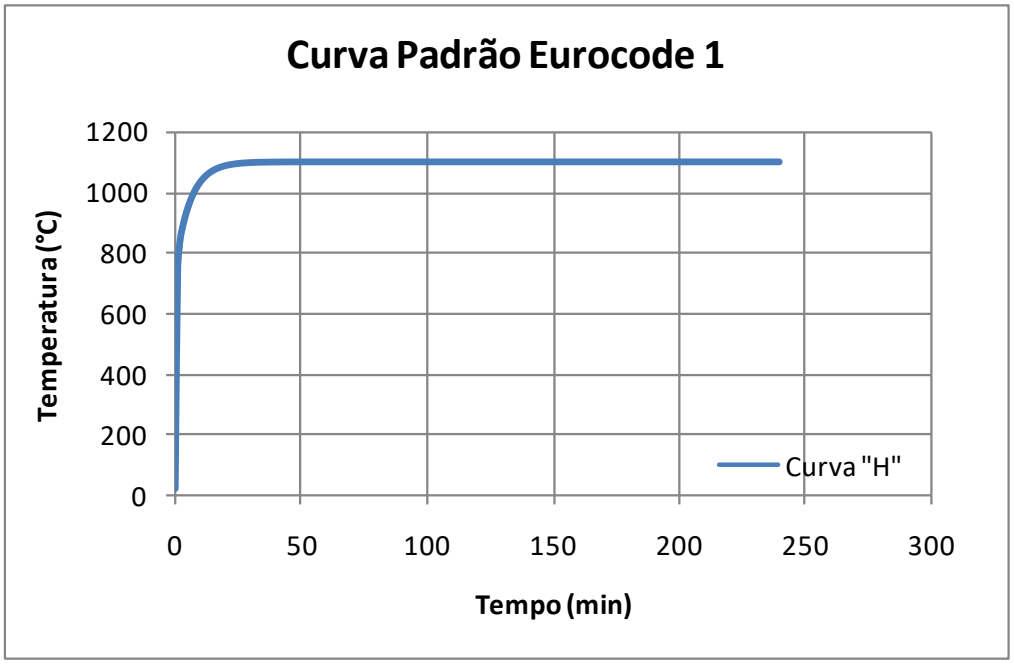
θ_g: temperatura dos gases do compartimento em chamas (°C)

$\theta_{g,0}$: temperatura dos gases do compartimento no instante t=0 (°C)

t: tempo (minutos)

A curva de incêndio padrão a partir do Eurocode 1 (CEN, 2002) está representada graficamente na Figura 2.4.

Figura 2. 4 - Curva de incêndio padrão “H” segundo o Eurocode 1 (CEN, 2002)



2.3. INCÊNDIO PARAMETRIZADO DO EUROCODE 1

Os incêndios paramétricos apresentam um maior número de variáveis que as curvas padrão, as quais são curvas simplificadas. Na formulação de curvas de incêndio paramétrico, alguns pesquisadores levam em conta vários fatores, tais como ventilação, crescimento das chamas, intensidade, carga de incêndio e inércia termal. Como nas curvas de incêndio padrão, a curva paramétrica de temperatura é em função do tempo.

A curva de incêndio parametrizado é determinada com base em modelos de incêndio real e em parâmetros físicos específicos que definem condições de compartimento de incêndio. Essas curvas são apresentadas para um modelo de incêndio natural e são válidas para compartimentos até 500 m² de área de piso e 4 metros de altura, sem aberturas horizontais (no teto). Nesse modelo, é considerado que todo material inflamável participa do processo de combustão. (CEN, 2002).

As curvas paramétricas apresentadas no Eurocode 1 (CEN, 2002) apresentam resultados mais realísticos que a de incêndio-padrão, já que levam em conta grau de ventilação, carga de incêndio e características dos materiais das vedações do compartimento. As curvas paramétricas se diferenciam entre si em sua composição caso o incêndio seja controlado pela ventilação ou pelo combustível.

As curvas paramétricas apresentadas pela Eurocode 1 (CEN, 2002) têm por base um modelo de incêndio natural e são válidas para compartimentos até 500 m² de área de piso e 4 metros de altura, sem aberturas horizontais (no teto). Nesse modelo, é considerado que todo material inflamável se encontra em processo de combustão.

2.3.1. Tempo Relativo à Temperatura Máxima dos Gases

Para se determinar o tempo em que se atinge a temperatura máxima dos gases ($t_{máx}$) dentro de um compartimento, deve-se utilizar a Equação 2.4.

$$t_{máx} = máx[0{,}2.10^{-3}.q_{t,d}/O\,;t_{lim}] \tag{2.4}$$

Sendo:

$q_{t,d}$: é o valor de cálculo da carga de incêndio específica relacionada à área total do compartimento (A_t), definida por:

$q_{t,d} = q_{f,d}.A_f/A_t[MJ/m^2]$, com $[50 \leq q_{t,d} \leq 1000\ MJ/m^2]$ (2.5)

$q_{f,d}$: é o valor de cálculo da carga de incêndio específica relacionada à área de piso do compartimento (A_f), conforme especificado no anexo E da parte 2 do Eurocode 1 (CEN, 2002), na NBR 14432 (ABNT, 2001b) ou na IT 14 (SECRETARIA DE SEGURANÇA PÚBLICA DE GOIÁS, 2011b);

O: é o grau de ventilação, definido por:

$O = A_v.\sqrt{h_{eq}}/A_t\ [m^{1/2}]$, com $0{,}02 \leq O \leq 0{,}20$ (2.6)

A_v: é área total de aberturas verticais nas paredes em m^2;

h_{eq}: é a altura média das aberturas em m^2;

A_t: é área total do compartimento (teto, piso e paredes) em m^2;

t_{lim}: é o tempo-limite, determinado pela velocidade de desenvolvimento do incêndio:

- 25 min para lento (espaço público);
- 20 min para médio (residência, hospital, hotel, escritório, sala de aula);
- 15 min para rápido (biblioteca, shopping, cinema, teatro).

Quando $t_{máx} = t_{lim}$significa que o incêndio é controlado pelo combustível e quando $t_{máx} > t_{lim}$, ou seja, quando $t_{máx}$ é determinado por $0{,}2.10^{-3}.q_{t,d}/O$, o incêndio é controlado pela ventilação.

A temperatura máxima dos gases é obtida adotando o tempo $t_{máx}$ obtido na Equação 2.4 e atendendo as condições apresentadas.

2.3.2. Ramo Ascendente

A variação da temperatura dos gases na fase de aquecimento, ou seja, o ramo ascendente, é dada pela Equação 2.7.

$$\theta_g = 20 + 1325\left(1 - 0{,}324e^{-0{,}2t^*} - 0{,}204e^{-1{,}7t^*} - 0{,}472e^{-19t^*}\right) \quad (2.7)$$

Sendo:

θ_g: é a temperatura dos gases dentro do compartimento, expresso em °C;

t^*: é o tempo fictício em horas, calculado por meio da Equação 2.8 para incêndio controlado pela ventilação ($t_{máx} > t_{lim}$) e calculado por intermédio da Equação 2.10 para incêndio controlado pelo combustível ($t_{máx} = t_{lim}$).

$$t^* = t.\Gamma \quad \text{se } t_{máx} > t_{lim} \quad (2.8)$$

$$\Gamma = \frac{(O/b)^2}{(0{,}04/1160)^2} \quad (2.9)$$

Sendo:

O: é o grau de ventilação;

b: é a propriedade térmica das vedações do compartimento em $J/m^2s^{1/2}\,°C$.

$$t^* = t.\Gamma_{lim} \quad \text{se } t_{máx} = t_{lim} \quad (2.10)$$

$$\Gamma_{lim} = k\frac{(O_{lim}/b)^2}{(0{,}04/1160)^2} \quad (2.11)$$

Sendo:

O_{lim}: é o grau de ventilação-limite determinado por $O_{lim} = 0{,}1.10^{-3}.q_{t,d}/t_{lim}$;

k: é um coeficiente que é tomado igual a 1 ou calculado conforme Equação 2.12, caso sejam atendidas todas as seguintes condições: $O > 0{,}004; q_{t,d} < 75; e\ b < 1160$.

$$k = 1 + \left(\frac{O-0{,}04}{0{,}04}\right)\left(\frac{q_{t,d}-75}{75}\right)\left(\frac{1160-b}{1160}\right) \quad (2.12)$$

A propriedade térmica b dos elementos de vedação do compartimento é associada às características térmicas de seus materiais e é obtida por meio da Equação 2.13, com os seguintes limites:$100 \leq b \leq 2200$ em $J/m^2s^{1/2}\,°C$.

$$b = \sqrt{\rho c \lambda} \quad (2.13)$$

Sendo:

ρ: é a massa específica do material da vedação emkg/m^3;

c: é o calor específico do material de vedação em$J/kg\ °C$;

λ: é a condutividade térmica do material da vedação em $W/m\ °C$.

Para elementos de vedação compostos por camadas de materiais com propriedades térmicas e físicas distintas, deve-se adotar uma das seguintes possibilidades:

- Para $b_1 < b_2$, adotar $b = b_1$;
- Para $b_1 > b_2$, calcular pela Equação 2.12.

$$b = \frac{s_1}{s_{lim}} b_1 + \left(1 - \frac{s_1}{s_{lim}}\right) b_2 \tag{2.14}$$

Sendo:

$b_1\ e\ b_2$: são as propriedades térmicas das camadas 1 e 2, respectivamente, sendo o índice 1 relativo à camada exposta ao fogo e o índice 2 relativo à próxima camada;

s_{lim}: é a espessura-limite, em metros, dada pela Equação 2.15;

$$s_{lim} = \sqrt{\frac{3600 t_{máx} \lambda_1}{c_1 \rho_1}} \tag{2.15}$$

$t_{máx}$: é o tempo para atingir a temperatura máxima em horas;

$\lambda_1, c_1\ e\ \rho_1$: são as características térmicas da camada exposta ao fogo.

Quando houver diferentes valores de b em paredes, pisos e teto, seu valor deve ser obtido pela Equação 2.16.

$$b = \frac{\sum b_i A_i}{A_t - A_v} \tag{2.16}$$

Sendo:

b_i: é o fator b do elemento de compartimentação i;

A_i: é a área do elemento de compartimentação i;

A_t: é a área total do compartimento (piso, teto e paredes);

A_v: é a área de aberturas.

2.3.3. Ramo Descendente

O ramo descendente da curva parametrizada proposta pelo Eurocode 1 (CEN, 2002) é representada simplificadamente por uma reta conforme as Equações 2.17, 2.18 e 2.19.

$$\theta_g = \theta_{máx} - 625.(t^* - t^*_{máx}\chi)\ para\ t^*_{máx} \leq 0{,}5\ horas \quad (2.17)$$

$$\theta_g = \theta_{máx} - 250.(3 - t^*_{máx})(t^* - t^*_{máx}\chi)\ para\ 0{,}5\ horas < t^*_{máx} \leq 2\ horas \quad (2.18)$$

$$\theta_g = \theta_{máx} - 250.(t^* - t^*_{máx}\chi)\ para\ t^*_{máx} > 2\ horas \quad (2.19)$$

Sendo:

$\theta_{máx}$: é a temperatura máxima dos gases calculado com a Equação 2.4 com o tempo $t^*_{máx}$;

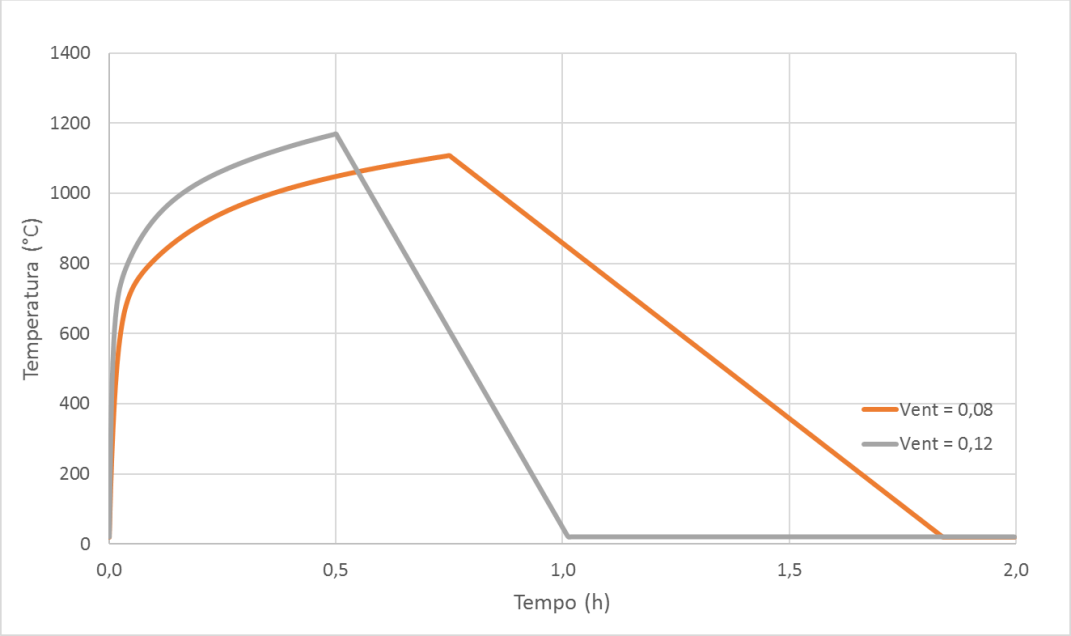
$t^*_{máx}$: é o tempo fictício relativo ao tempo da temperatura máxima dos gases, respeitando a condição de ser maior que t_{lim};

χ: é um fator de correção e vale:

- $\chi = 1$ para incêndio controlado pela ventilação; e
- $\chi = t_{lim}\,\Gamma / t^*_{máx}$ para incêndio controlado pelo combustível.

O gráfico 2.5 apresenta um exemplo de uma curva parametrizada temperatura-tempo real em função do grau de ventilação ($O = 0{,}08\ e\ O = 0{,}12$), para $q_{fi,d,total} = 300 MJ/m^2\ e\ b = 1160\ J/m^2 s^{\frac{1}{2}} °C$.

Figura 2. 5 - Curva do tempo real versos temperatura parametrizada do Eurocode 1



2.4. RESISTÊNCIA AO FOGO

A verificação da resistência ao fogo de uma estrutura, segundo o Eurocode 1 (CEN, 2002), está intimamente relacionada ao tempo de resistência ao fogo da estrutura em situação de incêndio, sendo esse sempre superior ao tempo mínimo, exigido, de resistência ao fogo de uma dada estrutura. Esse tempo mínimo é determinado pela velocidade de desenvolvimento do incêndio, carga de incêndio da edificação, estabelecida para cada tipo de edificação.

Segundo a ABNT NBR 14432 (ABNT, 2001b), a resistência ao fogo é a propriedade de um elemento de construção de resistir à ação do fogo por determinado período de tempo, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento, onde aplicável. Essa resistência à ação do fogo é medida por meio do tempo em que o elemento suporta a ação de uma elevação padronizada de temperatura até atingir a ruina da estrutura.

O tempo mínimo de resistência ao fogo, preconizado pela Norma ABNT NBR 14432 (ABNT, 2001b), de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão é denominado de tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF).

2.4.1. Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)

Os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) são aplicados aos elementos estruturais e de compartimentação, conforme os critérios estabelecidos na IT 8 (SECRETARIA DE SEGURANÇA PÚBLICA DE GOIÁS, 2014a), sendo o TRRF fornecido na forma de tempo e empregado como um parâmetro de projeto. Para comprovar os TRRF são empregadas as seguintes metodologias, segundo a IT 8 (SECRETARIA DE SEGURANÇA PÚBLICA DE GOIÁS, 2014a):

- Execução de ensaios específicos de resistência ao fogo em laboratórios;
- Atendimento a tabelas elaboradas a partir de resultados obtidos em ensaios de resistência ao fogo;
- Modelos matemáticos (analíticos) devidamente normatizados ou internacionalmente reconhecidos.

A determinação dos tempos requeridos de resistência ao fogo é feita a partir do tipo de ocupação e da altura de incêndio do edifício. A altura de incêndio é a medida a partir da distância entre o ponto que caracteriza a saída, ponto do onde efetivamente se localiza o incêndio, até o nível de descarga (reservatórios de água, ou altura do piso mais alto habitável em edifícios comuns) (SECRETARIA DE SEGURANÇA PÚBLICA DE GOIÁS, 2011a).

A IT 8 (SECRETARIA DE SEGURANÇA PÚBLICA DE GOIÁS, 2001a) apresenta um método tabular para a determinação do TRRF, sendo os valores de TRRF determinados de forma empírica a partir das dimensões e do tipo de utilização do edifício. Tanto a IT 8 (SECRETARIA DE SEGURANÇA PÚBLICA DE GOIÁS, 2001a) quanto a ABNT NBR 15200 (ABNT, 2012) e ABNT NBR 14323 (ABNT, 2001) permitem a redução do TRRF em até 30 min, por meio do emprego do método do tempo equivalente.

2.5 CURVAS DE INCÊNDIO E ENSAIOS REAIS

No estudo de Franssen (2000), o autor comparou a curva de incêndio paramétrico do Eurocode 1 com 48 experimentos envolvendo um compartimento em situação de

incêndio. O autor observou algumas discrepâncias ao tentar validar os resultados do ensaio e os resultados esperados usando a equação da curva parametrizada.

Foram utilizados termômetros espalhados pelo compartimento, medidas as temperaturas máximas dos gases, de elementos estruturais de aço expostos ao fogo e de elementos de aço protegidos por cobrimento de concreto. Para os elementos expostos e para os gases, houve uma concordância muito pequena com os resultados da curva de incêndio parametrizada. Já para o caso das seções protegidas, os resultados se mostraram um pouco mais próximos aos da curva.

As curvas parametrizadas relacionam de maneira simplificada tempo-temperatura, mas levam em consideração os fatores mais importantes no incêndio, como a carga de incêndio contida no compartimento, as aberturas nas paredes e/ou teto e a tipologia e composição das divisões do ambiente em questão. Por considerar que a temperatura é uniforme em todo o compartimento, esse tipo de curva tem sua aplicação limitada para ambientes de dimensões relativamente pequenas. Assim, a curva paramétrica do Eurocode 1 tem sua validade restrita a compartimentos de no máximo 100 m² de superfície horizontal, pé-direito de até 4 metros e sem aberturas no teto. Além disso, o parâmetro propriedade térmica das vedações “b” deve variar entre 1000 e 2000 e o fator de abertura “O” deve variar entre 0,02 e 0,2.

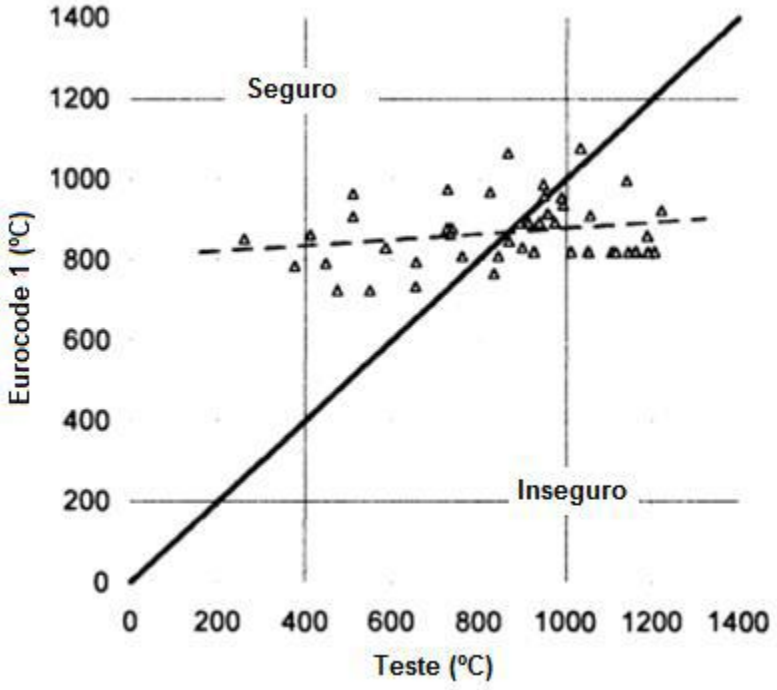
2.5.1 Comparação da Curva Paramétrica com o Incêndio Real por Meio de Resultados Experimentais

A base de dados utilizada por Franssen (2000) em sua análise consistiu em 48 testes experimentais executados em compartimentos com uma área de 12 a 13 m² e um volume total de 38 a 40 m³. O fator de abertura (O) apresentou variação de 0,055 a 0,157 e a carga de incêndio $(q_{t,d})$, variou entre 38 e 151 MJ/m². O fator “b” do compartimento ensaiado era de 996 para 12 testes e 958 para 24 testes, porém este valor fora um pouco menor para alguns deles, isto é, 833 em 3 ensaios e 751 em 9 ensaios.

Na Figura 2.6, cada um dos testes realizados é representado por um ponto que correlaciona a temperatura máxima do ar calculada pela proposta do Eurocode 1 (eixo vertical) com a medida no teste (eixo horizontal). Para os testes, a temperatura é o

valor médio de várias medições efetuadas por diferentes termômetros localizados no compartimento. A linha contínua nessa figura representa o lugar onde todos os pontos deveriam ser localizados, se a predição fosse perfeita. A linha pontilhada representa uma regressão linear dos pontos.

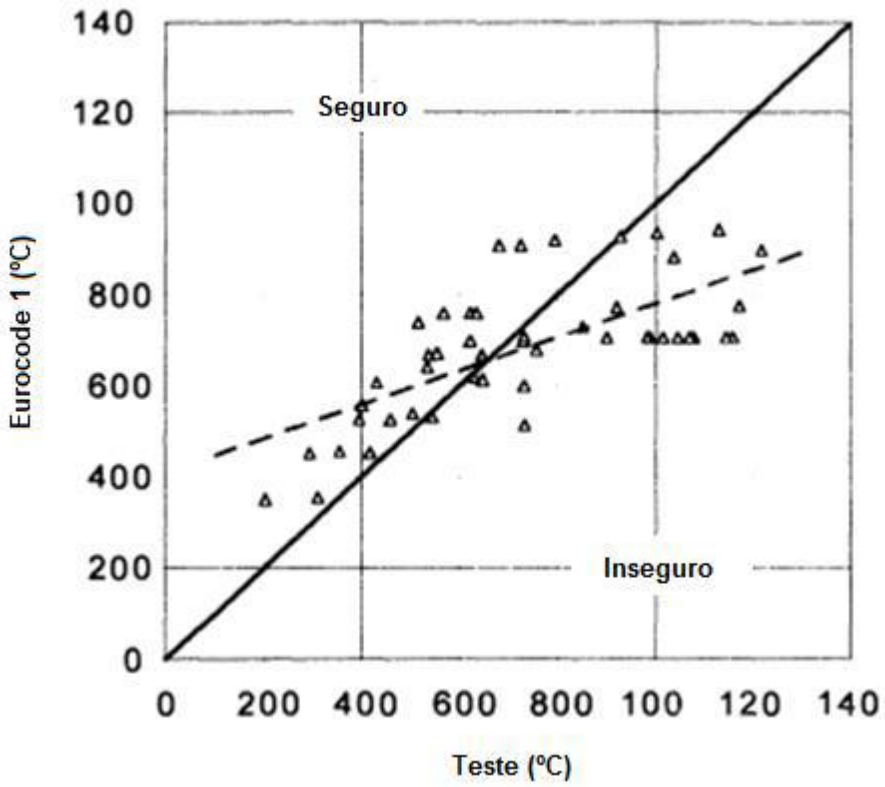
Figura 2. 6 - Comparação da máxima temperatura do ar no compartimento (FRANSEN, 2000)



Conforme pode ser visto na Figura 2.6, a série de ensaios considerados praticamente não apresentou correlação entre a temperatura máxima medida e a temperatura máxima prevista pela curva de incêndio paramétrico do Eurocode 1, sendo o coeficiente de correlação entre os resultados experimentais e os resultados calculados de apenas 0,23. Observa-se que as predições da curva do Eurocode 1 são seguras até uma temperatura aproximada de 900ºC. Em temperaturas superiores, a curva subestima a temperatura dos gases, tornando-se insegura.

A Figura 2.7 mostra os resultados obtidos para a temperatura no perfil de aço não protegido. Neste caso, parece haver alguma correlação entre os testes e o incêndio paramétrico. Quanto maior a temperatura calculada a partir das medições experimentais, maiores são as temperaturas calculadas a partir da curva paramétrica. A correlação ainda é bastante fraca, com um coeficiente de correlação de apenas 0,69.

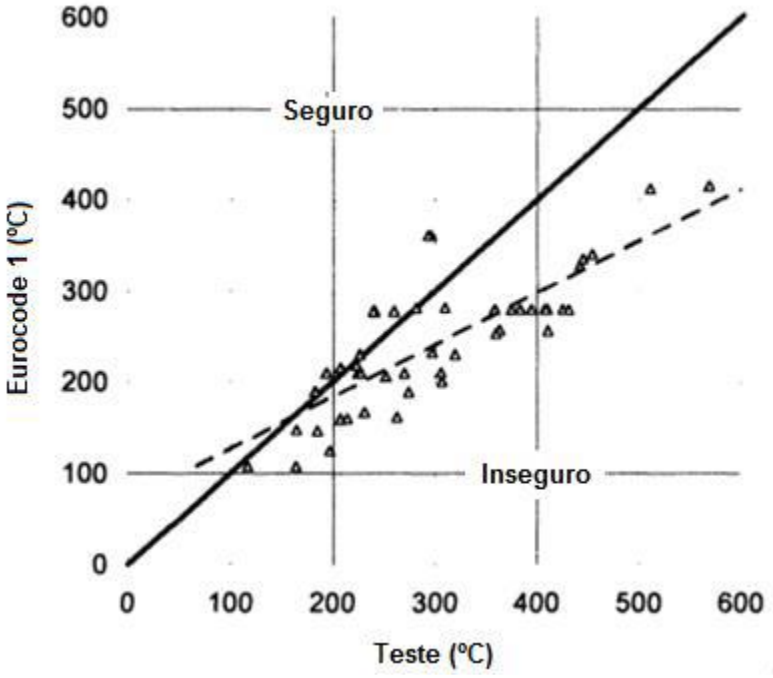
Figura 2. 7 - Temperatura máxima no elemento de aço desprotegido (FRANSEN,2000)



Para o aço desprotegido, as predições da curva do Eurocode 1 são seguras até uma temperatura aproximada de 650ºC, conforme a Figura 2.7. Em temperaturas superiores, a curva subestima a temperatura do elemento estrutural, fazendo com que o dimensionamento seja baseado em dados conflituosos a partir desse ponto.

Já a temperatura no perfil provido de isolamento térmico, por outro lado, é mais influenciada pela duração da solicitação térmica do que pela temperatura máxima atingida no ar. A evolução da temperatura na seção de aço foi calculada utilizando como dados de entrada os valores obtidos do ensaio e a partir do incêndio parametrizado. Para tanto, sabia-se que o aço fora protegido com uma camada de isolamento térmico com 2 cm de espessura, condutividade térmica de 0,20 e calor específico igual a 0,555 MJ/m³K. O resultado é apresentado na Figura 2.8.

Figura 2. 8 - Temperatura máxima no elemento de aço protegido (FRANSEN, 2000)



Na figura 2.8 observa-se uma correlação entre o incêndio real e parametrizado melhor quando comparada com a situação do aço desprotegido, com um coeficiente de correlação igual a 0,81. O incêndio parametrizado do Eurocode 1, no entanto, leva em conta temperaturas menores que as produzidas pela temperatura do ar nos testes, conduzindo assim para uma estimativa insegura do tempo de resistência ao fogo.

Apesar de uma melhor correlação para o aço dotado de cobrimento, as predições da curva do Eurocode 1 são seguras até uma temperatura aproximada de 180ºC, sendo essa temperatura relativamente baixa, ocorrida quando o incêndio ainda está desencadeando. Em temperaturas superiores, a curva subestima a temperatura do elemento estrutural, fazendo com que o dimensionamento seja arriscado a partir dessa temperatura.

É importante ressaltar que a curva parametrizada do Eurocode 1 analisada por Franssen (2000) em seu estudo não apresentava as melhorias implementadas na versão atual dessa norma. Inclusive, as melhorias implementadas na versão atual do Eurocode 1 (CEN, 2002) foram baseadas no trabalho de Franssen (2000). Assim, pode-se admitir que a curva parametrizada utilizada nesse trabalho é próxima da curva de incêndio real para o caso de estudo que será apresentado no capítulo 6.

CAPÍTULO 3

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS MATERIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3.1 CONCRETO

Segundo Silva (2012), a resistência do concreto decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtida pela Equação 3.1.

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck} \tag{3.1}$$

Sendo:

f_{ck}: é a resistência característica à compressão do concreto em temperatura ambiente;

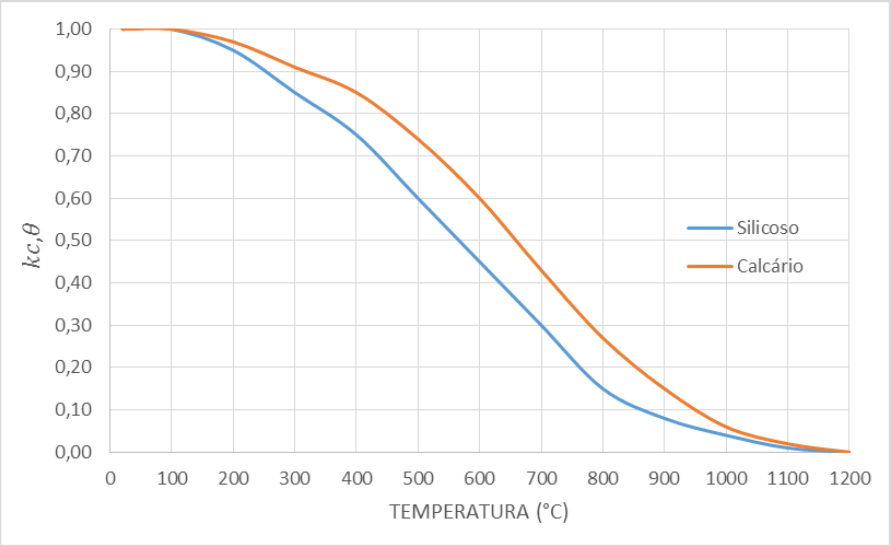
$k_{c,\theta}$: é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura $\boldsymbol{\theta}$.

Concretos preparados predominantemente com agregados siliciosos têm pior comportamento ao fogo quando comparados com concretos produzidos com agregados à base de calcário, conforme mostrado na Tabela 3.1 e no Gráfico 3.1.

Tabela 3. 1 - Valores do coeficiente $k_{c\theta}$ para concretos com diferentes tipos de agregados (CEN, 2004)

Temperatura do concreto (°C)	Agregados silicosos	Agregados calcários
	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,95	0,97
300	0,85	0,91
400	0,75	0,85
500	0,60	0,74
600	0,45	0,60
700	0,30	0,43
800	0,15	0,27
900	0,08	0,15
1000	0,04	0,06
1100	0,01	0,02
1200	0,00	0,00

Figura 3. 1 - Fator de redução da resistência dos concretos silicioso e calcário em função da temperatura (CEN, 2004)



3.2 AÇO

3.2.1 Armadura Passiva

Segundo o Eurocode 2, a resistência ao escoamento do aço da armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, sendo obtida pela Equação 3.2 (CEN, 2004).

$$f_{yk,\theta} = k_{y,\theta} f_{yk} \tag{3.2}$$

Sendo:

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

$k_{y,\theta}$: é o fator de redução da resistência do aço na temperatura $\boldsymbol{\theta}$.

O módulo de elasticidade do aço da armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtido pela Equação 3.3 (CEN, 2004).

$$E_{s,\theta} = k_{Es,\theta} E_s \tag{3.3}$$

Sendo:

E_s: é o módulo de elasticidade do aço de armadura passiva;

$k_{Es,\theta}$: é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura $\boldsymbol{\theta}$.

Tabela 3. 2 - Valores do fator de redução para aços CA-50 E CA-60 (CEN, 2004)

Temperatura do aço (°C)	$k_{y,\theta} = f_{yk,\theta}/f_{yk}$			$k_{Es,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$	
	Tração		Compressão CA-50 ou CA-60	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60			
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,78	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Figura 3. 2 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura (CEN, 2004)

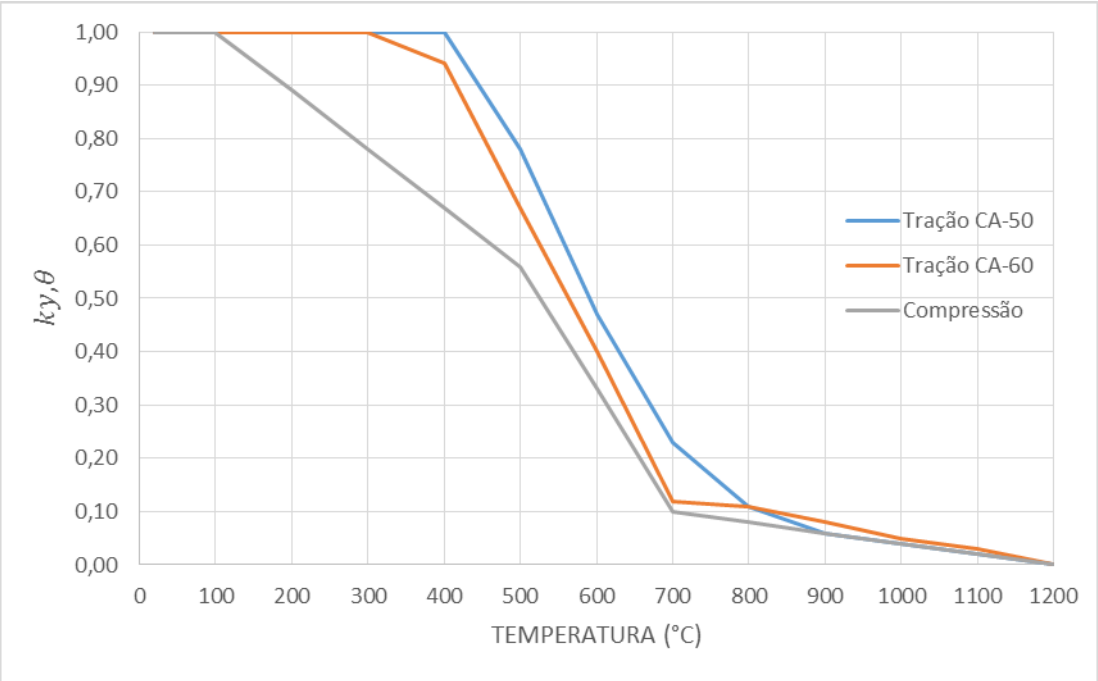
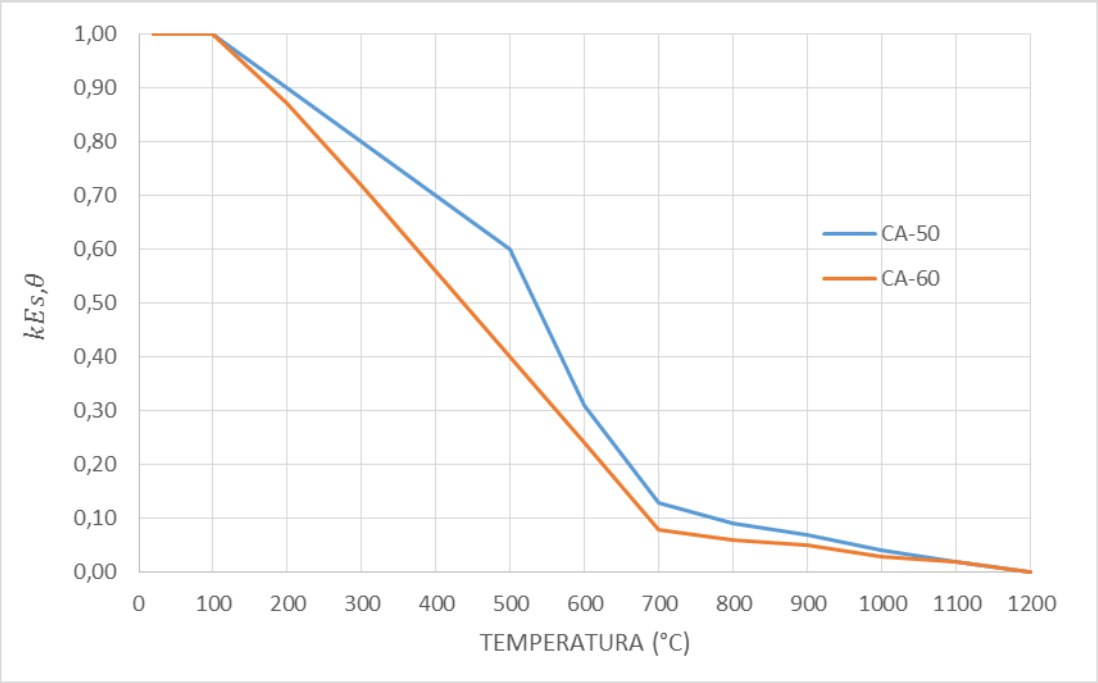


Figura 3. 3 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura (CEN, 2004)



3.2.2 Armadura Ativa

A resistência ao escoamento do aço da armadura ativa decresce com o aumento da temperatura, sendo obtida pela Equação 3.4 (CEN, 2004).

$$f_{py,\theta} = k_{p,\theta} f_{pyk} \tag{3.4}$$

Sendo:

f_{pyk}: é a resistência característica ao escoamento do aço de armadura ativa em temperatura ambiente;

$f_{py,\theta}$: é a resistência característica ao escoamento do aço para uma dada temperatura θ;

$k_{p,\theta}$: é o fator de redução da resistência do aço de armadura ativa na temperatura $\boldsymbol{\theta}$.

O módulo de elasticidade do aço da armadura ativa decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtida pela Equação 3.5 (CEN, 2004).

$$E_{p,\theta} = k_{Ep,\theta} E_p \tag{3.5}$$

Sendo:

E_p: é o módulo de elasticidade do aço de armadura ativa;

$k_{Ep,\theta}$: é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura ativa na temperatura $\boldsymbol{\theta}$.

Tabela 3. 3 - Valores das Equações 3.4 e 3.5 para fios e cordoalhas e para barras de armadura ativa (CEN, 2004)

Temperatura do aço (°C)	$f_{py,\boldsymbol{\theta}}/(0{,}9f_{py})$		$f_{pp,\boldsymbol{\theta}}/(0{,}9f_{pk})$		$E_{p,\theta}/E_p$		$k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_{yk}$		$\varepsilon_{pt,\boldsymbol{\theta}}$	$\varepsilon_{pu,\boldsymbol{\theta}}$
	Fios e cordoalhas	Barras	Fios e cordoalhas	Barras	Fios e cordoalhas	Barras	CA-50	CA-60		
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,050	0,100
100	0,99	0,98	0,68	0,77	0,98	0,76	1,00	0,96	0,050	0,100
200	0,87	0,92	0,51	0,62	0,95	0,61	0,81	0,92	0,050	0,100
300	0,72	0,86	0,32	0,58	0,88	0,52	0,61	0,81	0,055	0,105
400	0,46	0,69	0,13	0,52	0,81	0,41	0,42	0,63	0,060	0,110
500	0,22	0,26	0,07	0,14	0,54	0,20	0,36	0,44	0,065	0,115
600	0,10	0,21	0,05	0,11	0,41	0,15	0,18	0,26	0,070	0,120
700	0,08	0,15	0,03	0,09	0,10	0,10	0,07	0,08	0,075	0,125
800	0,05	0,09	0,02	0,06	0,07	0,06	0,05	0,06	0,080	0,130
900	0,03	0,04	0,01	0,03	0,03	0,03	0,04	0,05	0,085	0,135
1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,03	0,090	0,140
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,095	0,145
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100	0,150

Na Tabela 3.3, $f_{spp,\theta}$ é a resistência característica correspondente ao limite de proporcionalidade do aço protendido a uma temperatura θ;

Na abordagem do diagrama de tensão e deformação do aço, de acordo com o Eurocode 2 (CEN, 2004), são utilizados três parâmetros dependentes da temperatura, sendo eles:

$E_{s,\theta}$: a inclinação da faixa linear elástica do aço;

$f_{sp,\theta}$: a resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço a uma temperatura θ;

$f_{sy,\theta}$: a máxima resistência ao escoamento na temperatura θ;

Os valores para os parâmetros acima, para diferentes temperaturas, são obtidos em uma tabela do Eurocode 2 (CEN, 2004) e que podem ser observadas na Tabela 3.2.

Segundo o Eurocode 2 o diagrama tensão-deformação pode ser modelado com a utilização da Equação 3.6, a seguir:

$\sigma s,\theta = \varepsilon s,\theta x E_{s,\theta}$; se 0 ≤ $\varepsilon sp,\theta \leq \varepsilon p,\theta$; (3.6)

$\sigma s,\theta = fsp,\theta - c + (b/a)\sqrt{a^2 - (\varepsilon sy,\theta - \varepsilon s,\theta)^2}$; se $\varepsilon s\rho,\theta \leq \varepsilon s,\theta \leq \varepsilon sy,\theta$;

$\sigma s,\theta = fsy,\theta$; se $\varepsilon sy,\theta \leq \varepsilon s,\theta \leq \varepsilon st,\theta$;

$\sigma s,\theta = fsy,\theta(1 - \frac{\varepsilon s,\theta - \varepsilon st,\theta}{\varepsilon su,\theta - \varepsilon st,\theta})$; se $\varepsilon st,\theta \leq \varepsilon s,\theta \leq \varepsilon su,\theta$;

$\sigma s,\theta = 0$; se $\varepsilon su,\theta \leq \varepsilon s,\theta$;

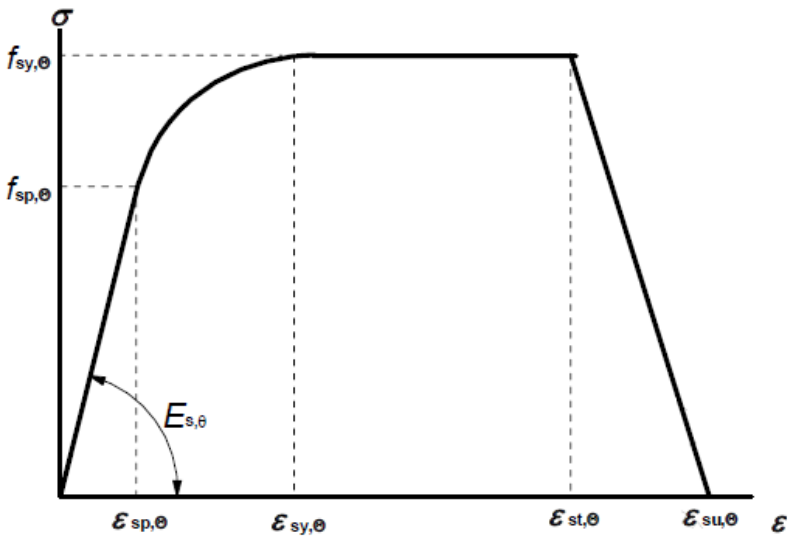
$a^2 = (\varepsilon sy,\theta - \varepsilon sp,\theta)\ (\varepsilon sy,\theta - \varepsilon sp,\theta + c/E_{s,\theta})$

$b^2 = c\ (\varepsilon sy,\theta - \varepsilon sp,\theta)E_{s,\theta} + c^2$

$$c = \frac{(fsy,\theta - fsp,\theta)^2}{(\varepsilon sy,\theta - \varepsilon sp,\theta)E_{s,\theta} - 2(fsy,\theta - fsp,\theta)}$$

O diagrama tensão-deformação ao se utilizar as equações fornecidas pelo Eurocode 2 (CEN, 2004), é representado na Figura 3.4.

Figura 3. 4 - Diagrama de tensão e deformação do aço. Fonte: Eurocode 2 (CEN, 2004)



Nas figuras 3.5, 3.6 e 3.7 encontra-se as relações da resistência de escoamento convencional do aço, da resistência proporcional limite do aço e do módulo de elasticidade do aço com relação a temperatura.

Figura 3. 5 - Redução da resistência de escoamento convencional do aço de armadura ativa em função da temperatura (CEN, 2004)

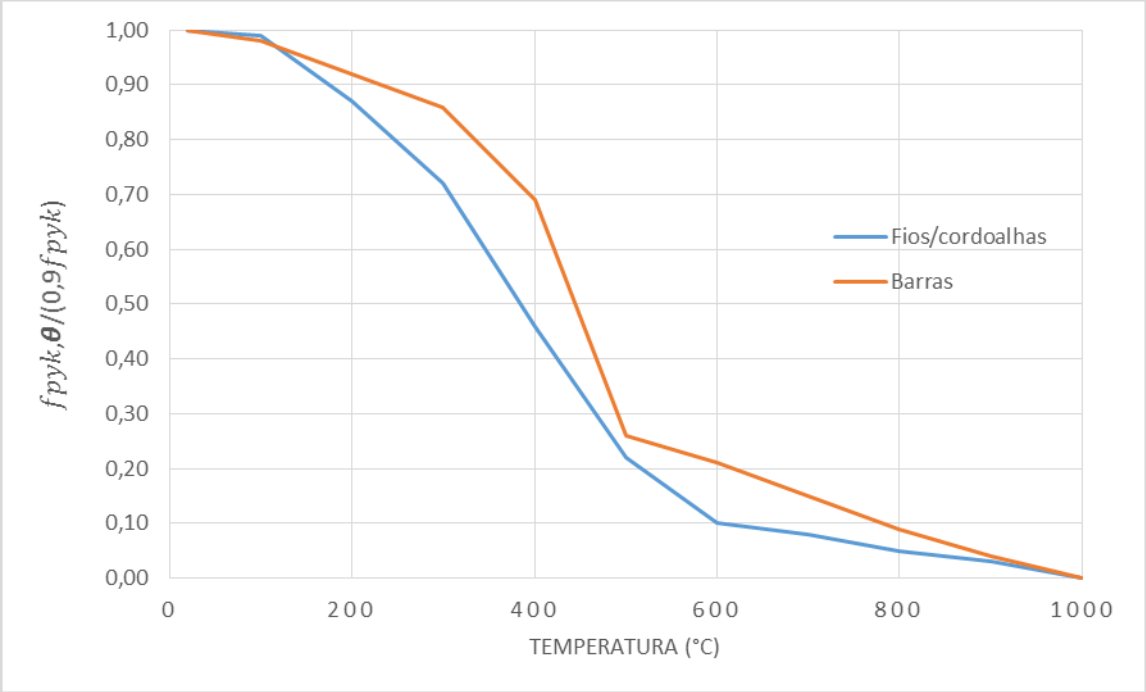


Figura 3. 6 - Redução da resistência proporcional limite do aço de armadura ativa em função da temperatura (CEN, 2004)

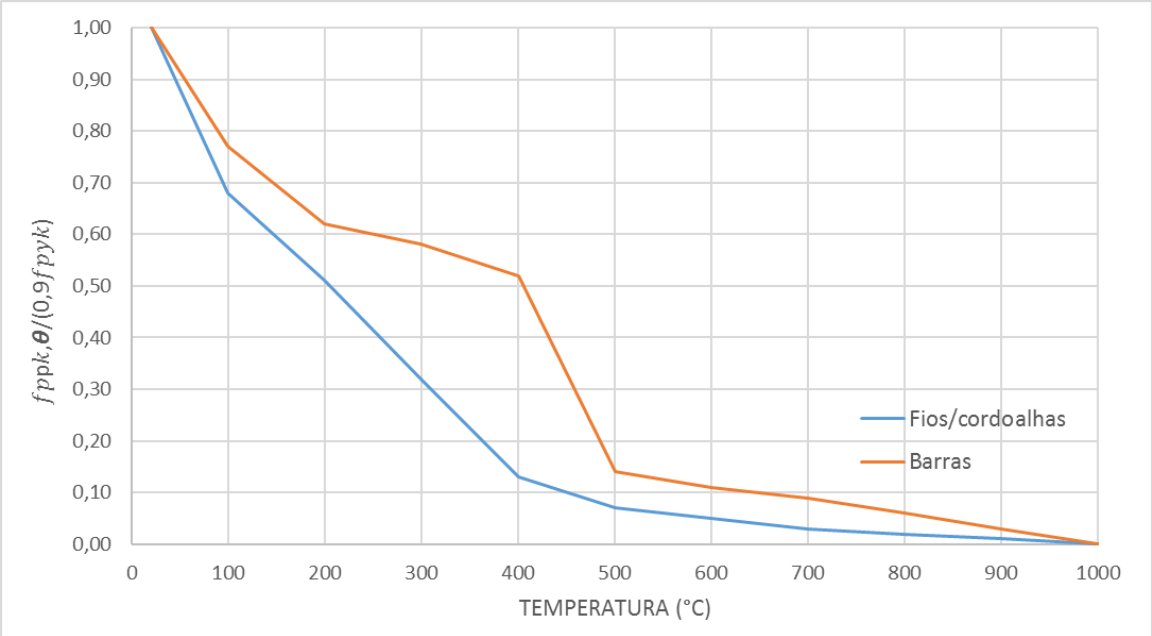
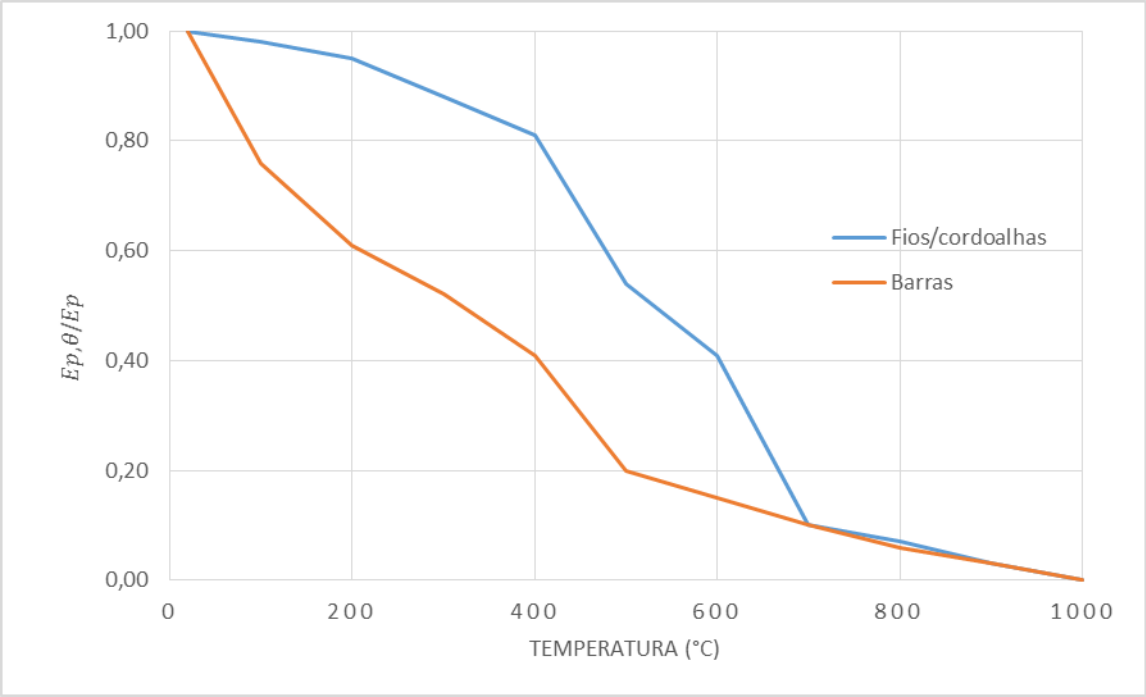


Figura 3. 7 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura ativa módulo de elasticidade do aço de armadura ativa em função da temperatura (CEN, 2004)



3.3 MÉTODO DAS ISOTERMAS DE 500°C

O método das isotermas de 500°C é recomendado pelo Eurocode 2 (CEN, 2004) para a determinação da resistência de seções transversais de elementos estruturais submetidos a situações de incêndio. Esse método baseia-se no princípio da redução da área de concreto da seção transversal eliminando as partes que apresentam temperatura igual ou superior a 500°C, pois admite-se que a partir dessa temperatura o concreto não mais contribui para a resistência mecânica da seção transversal.

Deve-se conhecer de antemão o campo de temperatura na seção transversal, o qual fica definido pelas isotermas distribuídas na seção transversal. Essas isotermas são importantes para determinar, também, a temperatura das barras da armadura. As barras das armaduras são geralmente muito finas e estão localizadas pontualmente na seção. A temperatura se uniformiza rapidamente nas seções dessas barras e, portanto, assume-se que a temperatura das barras de aço é a mesma da isoterma que passa pelo centro geométrico das barras.

CAPÍTULO 4

LAJES ALVEOLARES

As lajes alveolares são originárias da Alemanha e representam um dos mais populares elementos pré-fabricados no mundo, por possuir peças com grande versatilidade (EL DEBS, 2000). Estas podem ser aplicadas em qualquer tipo de sistema construtivo, seja ele convencional, pré-fabricado, metálico, alvenaria estrutural e outros, para fim habitacional, comercial e industrial.

O uso de lajes alveolares possui grande vantagem com relação a sistemas convencionais, pois facilitam o *layout*. Assim, esse sistema tem sido aceito em grande escala no mercado da construção civil (MELO, 2004). Algumas das suas vantagens podem ser citadas abaixo:

- Processo altamente automatizado e mecanizado: as lajes alveolares são produzidas anteriormente em uma fábrica, diminuindo-se os erros de produção que ocorrem em sistemas convencionais *in loco;*
- Simplicidade e rapidez de montagem: o processo de montagem da laje alveolar é simples e repetitivo, permitindo um grande rendimento;
- Redução de serviço na obra: elimina-se grande parte dos serviços de um sistema convencional;
- Possibilidade de se atingir maiores vãos: mesmo com cargas de utilização elevadas a laje alveolar pode atingir grandes vãos com deformações menores;
- Economia: a redução de materiais, de mão de obra e do prazo de execução contribui para que as lajes alveolares se tornem uma solução viável.

Por outro lado, as lajes alveolares podem apresentar algumas desvantagens, tais como:

- Dimensões e recortes padrões: dificulta a realização de alguns projetos;
- Necessita de grande aparato para transporte e alocação na obra;
- Requer grande atenção durante a fase de transporte.

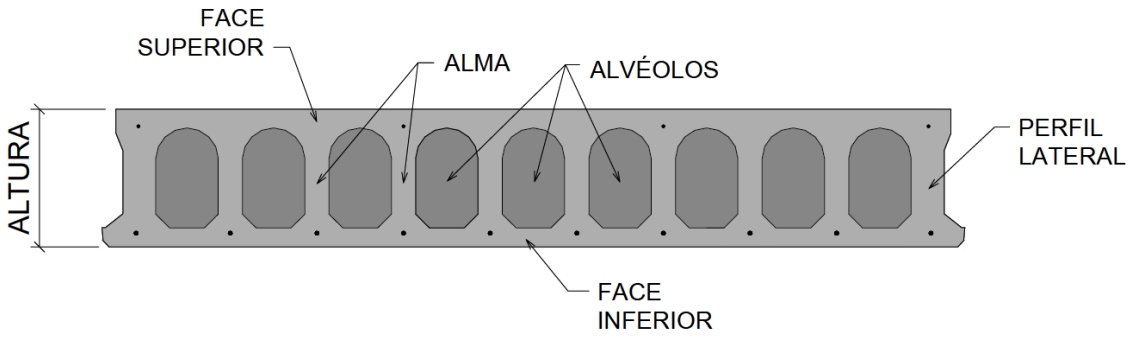
De acordo com Araújo (2007), as lajes alveolares são definidas como sendo um tipo especial de laje que atende grandes vãos com diversos tipos de utilização. Estas são formadas por concreto e vazios longitudinais, chamados de alvéolos, que são limitados por paredes de concreto, chamadas de alma ou nervuras. Os alvéolos são responsáveis por reduzir o consumo de material e a massa de concreto na estrutura, melhorando seu desempenho. Os alvéolos podem apresentar diferentes formas de vazio segundo cada fabricante, podendo ser circulares, ovais, retangulares e mistos.

Os concretos utilizados são produzidos com elevada resistência à compressão ($f_{ck} \geq 45$ MPa) e com aços especiais para protensão. Em geral é utilizado o sistema de protensão com a colocação da armadura ativa aderente na mesa inferior, sendo as cordoalhas de protensão posicionadas na direção longitudinal da laje. Em alguns casos, podem ser colocadas cordoalhas também na mesa superior (EL DEBS, 2000).

A armadura protendida é a única armadura que reforça a laje alveolar, de forma que esta peça não possui armadura de cisalhamento. Assim, entre outros motivos, a qualidade do concreto deve ser rigidamente controlada (EL DEBS, 2000).

Na Figura 4.1 é mostrada uma ilustração da seção transversal de um painel alveolar.

Figura 4. 1 - Seção transversal do painel alveolar (TATU, 2008)



As lajes alveolares de piso também devem possuir uma capa estrutural de concreto moldado no local, com uma espessura mínima de cinco centímetros (5 cm). Essa seção composta formada pela laje pré-moldada e pela capa de concreto aumenta a capacidade de resistência à flexão (FERREIRA *et al*., 2007). Considerando que há aderência entre a capa e a superfície da laje, a capa contribui também para o aumento da capacidade de resistência à força cortante. Além disso, a capa estrutural de concreto fornece maior enrijecimento das nervuras e permite a solidarização e o

nivelamento do conjunto devido às diferenças de contra flecha neste tipo de peça (EL DEBS, 2000).

4.1 ANÁLISE ESTRUTURAL DE LAJES ALVEOLARES

Durante o processo de análise da estrutura com lajes alveolares, admite-se que o seu comportamento corresponde ao de lajes armadas em apenas uma direção (EL DEBS, 2000), também chamadas de lajes unidirecionais. Os painéis alveolares de concreto protendido são normalmente projetados para funcionar como elementos simplesmente apoiados, eventualmente com pequenos balanços. Em geral, procura-se não transferir momentos fletores negativos nos apoios (EL DEBS, 2000).

Com relação ao dimensionamento de lajes alveolares, algumas características devem ser observadas. Uma dessas características se refere a armadura dos painéis de concreto protendido, que na maioria dos casos é constituída por armadura ativa na parte inferior em geral, e também na mesa superior. Desta forma, esse sistema estrutural não apresenta armadura especial para resistir à força cortante e nem para solicitações na direção transversal. (EL DEBS, 2000).

4.2 LAJES ALVEOLARES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

De acordo com Vargas e Silva (2003), uma estrutura segura em situação de incêndio é aquela que tem grande probabilidade de resistir aos esforços solicitantes em temperatura elevada de forma a evitar o seu colapso. Em casos de verificação da segurança a incêndio em lajes alveolares de concreto protendido, deve-se lidar com os mesmos princípios que em outros sistemas construtivos.

A análise estrutural de sistemas de lajes alveolares é regida pelas mesmas teorias da estática e da resistência dos materiais. Em situação de incêndio, esses princípios continuam valendo, sendo que a diferença se refere ao uso de ponderações de ações excepcionais. Além disso, as características físicas, químicas e mecânicas do material apresentam modificações com a presença de elevadas temperaturas (ALBUQUERQUE *et al.*, 2012).

Apesar dos métodos de cálculo para a temperatura ambiente serem aplicáveis para a análise e o dimensionamento estrutural em situação de incêndio, existem alguns fatores que devem ser levados em consideração nesse tipo de avaliação, como por exemplo: o efeito do *spalling*; a avaliação da interface aço-concreto; e os efeitos de dilatações térmicas da estrutura.

As estruturas de concreto, além de apresentarem redução de resistência, perdem área resistente por causa do *spalling*. Esse fenômeno pode ser descrito pelo lascamento da superfície do elemento de concreto quando submetido a um incêndio. Ele reduz a área resistente do concreto e expõe a armadura ao fogo (SILVA, 2012).

Em concretos com resistência convencional ($f_{ck} \leq 50\ MPa$), o *spalling* decorre do comportamento diferencial a altas temperaturas dos materiais componentes do concreto e da pressão interna da água ao evaporar-se, entre outros fatores. Sua ocorrência é aleatória, e é antieconômico tentar soluções para evitá-lo. Já em concretos com alta resistência, a causa do *spalling* é, preponderantemente, a pressão interna do vapor de água (SILVA, 2012).

Com relação aos coeficientes de dilatação térmica, para baixas variações de temperaturas considera-se que os coeficientes do concreto e do aço são similares, de forma que não ocorre tensões entre a interface desses materiais. No entanto, em variações de temperatura elevadas, esses coeficientes podem variar de forma significativa, causando tensões que podem levar a fissuras e à perda do elemento concreto armado (CÁNOVAS, 1988).

A estanqueidade é uma característica exigida em todos os tipos de construções e que tem a função de evitar o alastramento dos gases tóxicos, assim como das chamas para outras regiões da edificação (ZAGO; MORENO; MARIN, 2015). As juntas estruturais entre os elementos de lajes, bem como nos elementos pré-moldados de forma geral, devem ser concebidas e detalhadas de forma a respeitar as condições impostas ao incêndio. Para isso, o Eurocode 1 (CEN, 2002) recomenda que as larguras nas juntas não excedam o limite de 20 mm e não tenham mais que a metade da espessura do elemento.

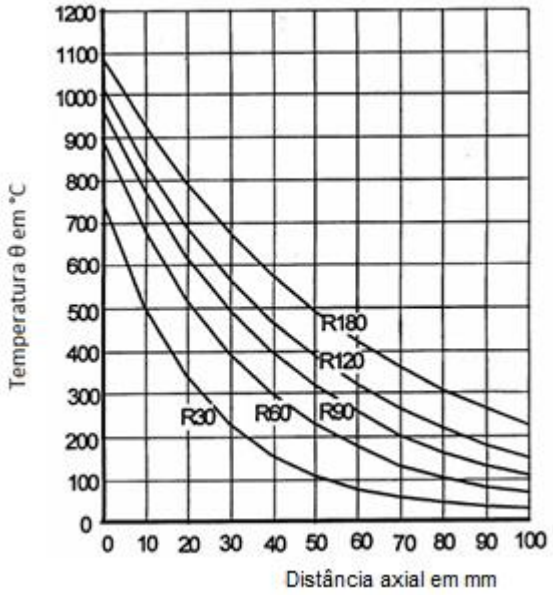
Desde a década de 1970, mais de cem testes de incêndio foram realizados em unidades de lajes alveolares pré-moldadas em vários laboratórios na Europa, bem

como na América do Norte e no Japão. Os resultados mostram que, quando os ensaios são realizados em pavimentos com ligações normais à estrutura de suporte, obtém-se uma resistência ao fogo de 2 a 3 horas tanto para a flexão como para a força cortante (FIB, 2000).

4.2.1 Distribuição da Temperatura na Seção Transversal

A resistência ao fogo da laje alveolar na flexão é governada pela diminuição da resistência das cordoalhas de protensão em função da temperatura. A Figura 4.2 mostra perfis de temperatura, em diferentes tempos, a partir da parte inferior da seção transversal de lajes alveolares. Ensaios em grande escala mostraram que a evolução da temperatura na vizinhança dos cabos de protensão é semelhante à distribuição de temperatura em placas de concreto sólido (CEN, 2004).

Figura 4. 2 - Distribuição da temperatura em elementos de núcleo alveolar em diferentes tempos de incêndio padrão para concreto de agregado silicioso (CEN, 2004)



A diminuição do desempenho dos materiais, que depende da temperatura a qual foi atingida a seção transversal, foi mostrada no Capítulo 3.

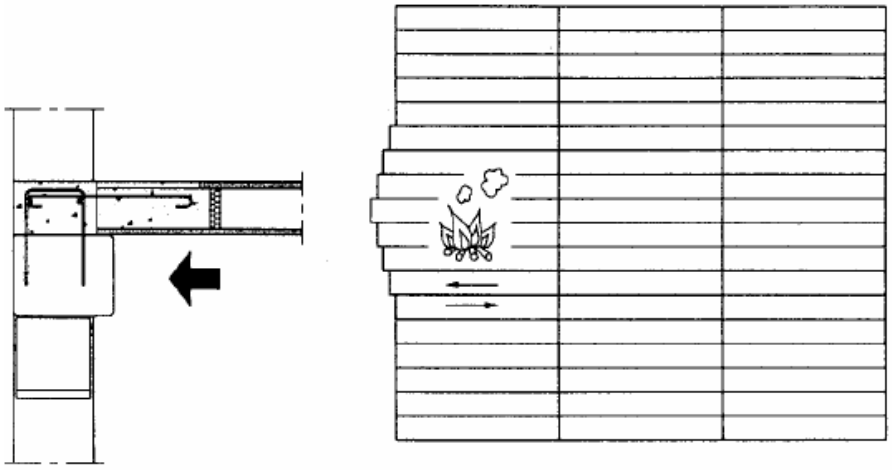
4.2.2 Ação Térmica Indireta

Além da diminuição do desempenho dos materiais, as lajes alveolares serão submetidas a expansão térmica tanto em direções longitudinais como transversais, provocadas pelo incêndio.

a) Expansão térmica

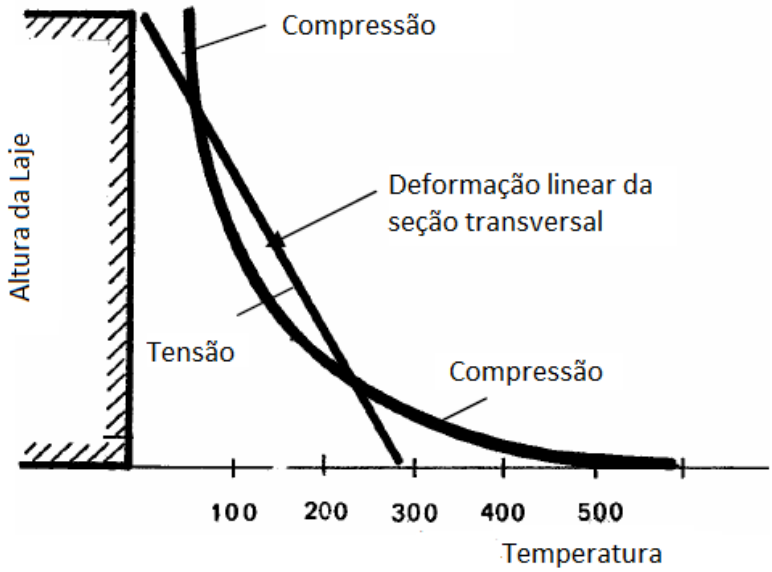
Dado ao aumento de temperatura em uma situação de incêndio, os elementos de concretos expostos ao fogo tendem a se expandir. A deformação será variável de acordo com a localização do incêndio. Quando o fogo ocorrer na parte central de um pavimento de dimensões grandes, a expansão térmica das unidades será quase completamente bloqueada pela rigidez do pavimento ao redor. Quando um incêndio está acontecendo nas extremidades do pavimento, o efeito de bloqueio será gerado pela estrutura que suporta a laje, como pode ser visto na Figura 4.3. O impedimento irá mobilizar forças de compressão no piso exposto ao fogo (FIB, 2000).

Figura 4. 3 - Impedimento da dilatação longitudinal pelas unidades vizinhas



Além da expansão térmica, as lajes alveolares também sofrerão uma deformação da seção transversal. Devido à diferença de temperatura, a parte inferior exposta expandirá mais do que o lado superior, não exposto ao fogo. Isso forçará a deflexão na peça. A deformação resultante na seção transversal ocorre de forma linear. Como consequência do gradiente de temperatura não linear e da expansão térmica, surgem tensões de compressão nas fibras superior e inferior da seção de concreto e tensões de tração na parte média, como mostrado na Figura 4.4 (FIB, 2000).

Figura 4. 4 - Deformação versus gradientes térmico



A curvatura térmica combinada com a deflexão vertical devido ao carregamento pode contrabalancear a expansão térmica do piso: o efeito resultante será a tração no suporte.

A resistência ao cisalhamento das lajes alveolares protendidas durante o incêndio pode ser afetada pelo aumento das tensões de tração nas suas extremidades. Para assegurar uma capacidade de resistência ao cisalhamento adequada, as possíveis fissuras nas extremidades das lajes alveolares devem ser mantidas fechadas para permitir a transferência de cisalhamento por mecanismo de intertravamento de agregados.

b) Tracionamento das cordoalhas de aço

Durante os ensaios de incêndio em unidades protendidas com cabos protendidos, observou-se o tracionamento dos fios nas extremidades das unidades. O fenômeno ocorreu principalmente durante os ensaios em placas alveolares simplesmente apoiadas sem conexões no suporte. As deformações podem chegar até 10 mm ou mais. Esse tracionamento é fortemente influenciado pelas tensões de tração que ocorrem das placas alveolares devido as deformações térmicas induzidas (FIB, 2000).

4.2.3 Avaliação da Resistência ao Fogo

Durante os testes de incêndio padrão, os espécimes devem suportar as cargas previamente aplicadas durante todo o período de resistência ao fogo. A falha em suportar o carregamento é chamada de ponto final estrutural. O fator mais importante que afeta a resistência ao fogo de um pavimento ou telhado é o tipo de apoio, ou seja, se o conjunto é simplesmente apoiado e livre para expandir ou se a montagem é contínua e a expansão térmica é restrita (PCI, 1998).

A resistência ao fogo de um pavimento de laje alveolar pode ser determinada por dados tabelados, cálculos simples ou ensaios. Os dados tabelados são os mais usados atualmente pelos projetistas.

Utilizando dados tabelados, a avaliação da resistência ao fogo de lajes alveolares reforçadas e protendidas, para cada dimensão de lajes, busca identificar a resistência ao fogo para flexão através da razão M_{Sd}/M_{Rd}.

A resistência à flexão de uma laje alveolar exposta ao incêndio padrão pode ser calculada de acordo com o método do Estado de Limite Último. A resistência é calculada com as características do material reduzidas em função da temperatura atingida para um determinado tempo de exposição ao fogo. O método é amplamente descrito no Eurocode 2 (CEN, 2004).

Muitos ensaios em lajes alveolares em situação de incêndio foram realizados entre 1960 e 1980. Esses trabalhos abrangeram uma ampla gama de seções transversais, com variações nas quantidades e posição do reforço (FIB, 2000). Um grande número de resultados de ensaios está disponível e os ensaios não têm sido mais realizados com tanta frequência.

CAPÍTULO 5

RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

As medidas para correção de defeitos das estruturas de concreto podem incluir tanto pequenos reparos localizados quanto uma recuperação generalizada ou um reforço de elementos da estrutura. Assim, para efeito de um melhor entendimento sobre o uso dos termos “reparo” e “reforço”, definem-se significados adotados neste trabalho:

- Reparo: consiste na substituição ou na correção localizada de materiais, componentes ou elementos de uma estrutura deteriorada, danificada ou defeituosa;
- Reforço: aumento de resistência em relação ao projeto original ou restabelecimento da capacidade resistente de uma estrutura ou de parte dela.

Os serviços de reparo só devem ser iniciados a partir de um diagnóstico do problema existente e do projeto de recuperação. O projeto define estratégias para realização da intervenção e pode ser considerado como de fundamental importância para o sucesso da recuperação estrutural (FERRARI, 2007).

5.1 RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Estruturas de concreto armado ou protendido, como qualquer outro material construtivo, têm, quando de sua concepção, uma vida útil média estimada em função da sua finalidade e da sua utilização em serviço. Quando uma estrutura apresenta alguma anomalia, deve imediatamente ser analisada sob critérios que permitam estabelecer sem qualquer dúvida o grau de segurança e sobrevida remanescente (MACHADO, 2002).

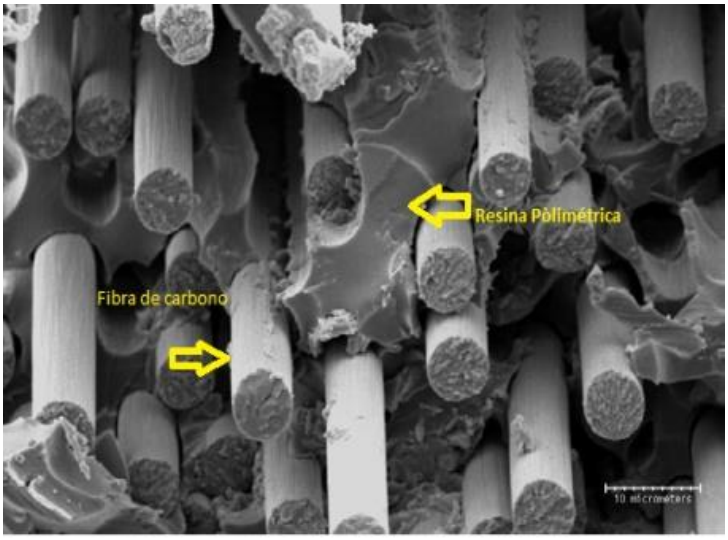
5.1.1 Sistema Compósito Estrutural

Segundo Machado (2002), os sistemas compósitos estruturados com fibras de carbono, CRFC (compósitos reforçados com fibra de carbono) são constituídos com dois elementos distintos e fundamentais:

- A matriz polimérica, a quem cabe a função de manter as fibras que a estruturam coesas, propiciando a transferência das tensões de cisalhamento entre os dois elementos estruturais, concreto e fibra de carbono;
- O elemento estrutural, constituído pelas fibras de carbono. As fibras dispostas em uma única direção dentro das matrizes poliméricas absorvem as tensões de tração decorrentes dos esforços solicitantes atuantes.

Na Figura 5.1 é mostrado o esquema de um sistema composto estruturado com fibras de carbono CFC. Nessa figura, os bastonetes representam as fibras de carbono imersas na matriz polimérica. É importante observar que as fibras de carbono se encontram totalmente impregnadas pelas resinas da matriz polimérica.

Figura 5. 1 - Ampliação em Microscópio Eletrônico do Sistema MBrace (MACHADO, 2002)



5.1.2 Reforço de Estruturas de Concreto Armado Com Fibras de Carbono

As fibras de aramida, de vidro e de carbono são geralmente aplicadas como elemento de reforço estrutural nos sistemas compósitos. Essas fibras proporcionam aos sistemas compósitos suas características de resistência e espessura e verdadeiramente podem ser considerados como o “esqueleto do sistema compósito” (MACHADO, 2002).

O reforço de uma estrutura de concreto armado com sistemas compósitos reforçados como as fibras de carbono (CRFC) só será eficiente se o substrato, superfície da peça de concreto, estiver íntegro e são, de tal forma a receber e transferir os esforços que

irão ocorrer na interface concreto/compósito. Em alguns casos faz-se necessário a recuperação do substrato com o emprego de algumas operações complementares destinadas a adequar a superfície da peça de concreto para a aplicação do CRFC (MACHADO, 2002).

Com relação a recuperação das superfícies para receber o sistema CRFC, estas devem atender à aplicação pretendida do sistema compósito CRFC. Os tipos de aplicação dos sistemas CRFC podem ser basicamente assim classificados: predominância da condição crítica de colagem do CFC; predominância da condição crítica de contato íntimo.

As aplicações de CRFC com o objetivo de reforço para os esforços de flexão e cisalhamento em vigas e lajes de concreto armado exigem que seja estabelecido um sistema bastante eficiente de colagem para a adequada transferência de esforços entre os meios aderidos, caracterizando a classificação de condição crítica de colagem. Já o confinamento de colunas exige mais uma condição de contato íntimo entre o concreto e o sistema CRFC, caracterizando a classificação de condição crítica de contato íntimo (MACHADO, 2002).

Os sistemas compostos CRFC devem trabalhar segundo o critério de ruptura frágil na fibra e ruptura dúctil na matriz polimérica. Dessa maneira, fica descartada a possibilidade de que o sistema CRFC entre em colapso pela ruptura frágil da matriz (MACHADO, 2002).

5.1.3 Dimensionamento do Reforço Estrutural

Para o dimensionamento do reforço à flexão com o compósito CRFC, é utilizado um processo semelhante ao dimensionamento com chapas metálicas, observando os valores de tensão (800 MPa) e deformação (1%) admissíveis. Tratando-se do cálculo do comprimento de ancoragem, usualmente trabalha-se com o revestimento total da região tracionada (ADORNO; DIAS; SILVEIRA, 2015).

No dimensionamento do reforço ao esforço cortante, deve-se levar em conta a resistência original da peça (área de aço e concreto anteriores ao reforço) adicionada à resistência das fibras com coeficiente de minoração igual a 0,8. O dimensionamento

é feito pelo modelo da treliça de Morsch modificado (ADORNO; DIAS; SILVEIRA, 2015).

5.1.4 Adesão e Delaminação do CRFC

Em decorrência do mecanismo de transferência das tensões de cisalhamento e de regiões locais submetidas a tensões normais na interface entre o concreto e o compósito CRFC, surge a possibilidade de ocorrência do fenômeno da delaminação do CRFC antes que seja alcançada a resistência de ruptura do concreto (MACHADO, 2002).

A ligação mais fraca da interface concreto/sistema CRFC ocorre no concreto. A firmeza e a resistência à tração do substrato de concreto limitam em toda sua extensão à eficiência da colagem do CRFC sobre o mesmo. A distribuição das tensões tangenciais de cisalhamento e das tensões normais de tração foram desenvolvidas ao longo da interface concreto/sistema (MACHADO, 2002).

5.2 MÉTODOS DE REFORÇO EM LAJES ALVEOLARES

Para as lajes alveolares de concreto protendido existem vários métodos de reforço: CRFC, aço ou o emprego de multicamadas de concreto. Os plásticos reforçados com fibras são amplamente utilizados para reforçar as estruturas civis em muitos países e áreas, especialmente na recuperação de vigas de pontes e estruturas. O uso de Polímeros Reforçados com Fibras (FRP) surgiu como uma das tecnologias mais promissoras para o reforço devido a suas vantagens bem superiores ao do aço (ELGABBAS *et al*, 2010).

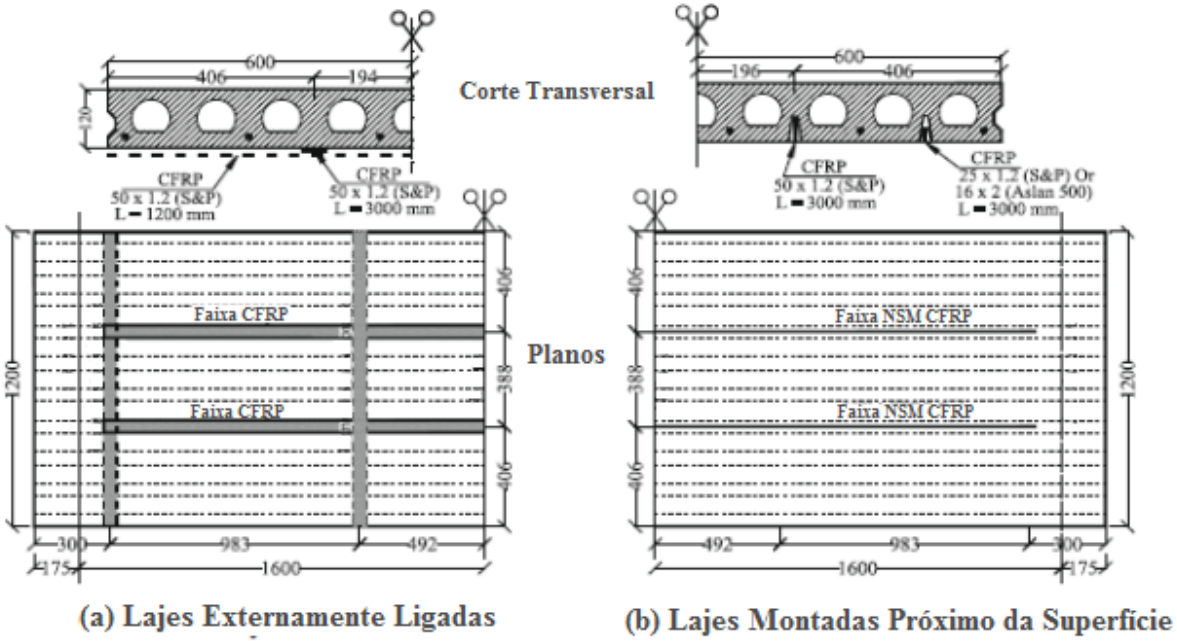
Um estudo sobre a eficiência do reforço à flexão de lajes alveolares com CRFC foi desenvolvido por Elgabbas *et al.* (2010). A aplicação do reforço nas lajes alveolares ensaiadas por esses autores foi feita de acordo com o ACI 440.2R (ACI, 2008). As fibras de carbono foram instaladas com a aplicação de um adesivo de resina epóxi aderindo a fibra ao substrato de concreto. Após a aplicação da fibra e o alisamento da mesma, segue-se o processo de aplicação de mais camadas de fibras, sobrepondo-as (colando a fibra sobre as fibras anteriores). Em seguida, realiza-se a fixação dos

laminados manualmente sobre o adesivo, utilizando um rolo de borracha, assim como pode ser visto na Figura 5.2 (a).

Esse é o procedimento usual de reforço da face inferior da laje alveolar com o CRFC. Em uma outra forma de aplicação, os autores aplicaram as tiras perto da superfície tracionada e próxima à armadura (faixa NSM) em ranhuras realizadas na face inferior, as quais eram posteriormente preenchidas com epóxi, conforme mostrado na Figura 5.2(b). Neste caso, os reforços analisados pelos autores nos ensaios foram:

- NSM-2C16: Reforço por duas faixas NSM de CRFC com largura de 16 mm e espessura de 2 mm;
- NSM-2C50: Reforço por duas faixas NSM de CRFC com 50 mm de largura e espessura de 1,2 mm.

Figura 5.2 - Esquema mostrando as disposições dos reforços nas faixas (ELGABBAS et al, 2010)



O comportamento das fissuras nas lajes alveolares reforçadas e ensaiadas por esses autores seguiu o mesmo padrão de ruptura por flexão de lajes simplesmente apoiadas, como mostrado na Figura 5.3. No entanto, as lajes reforçadas apresentaram uma melhor distribuição das tensões e do número de fissuras de flexão. Assim, as lajes reforçadas apresentaram menor abertura de fissuras, que se distribuíram ao

longo da região de aplicação das cargas dando uma maior estabilidade a estrutura, como mostrado na figura 5.4 (ELGABBAS *et al.*, 2010).

Figura 5. 3 - Laje alveolar sem reforço rompida à flexão (ELGABBAS *et al.*, 2010).

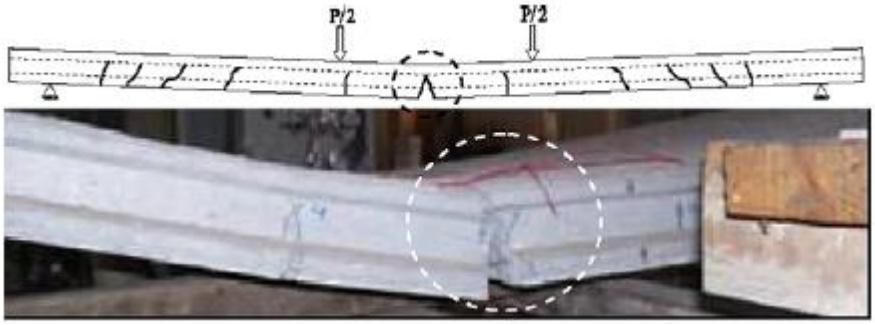
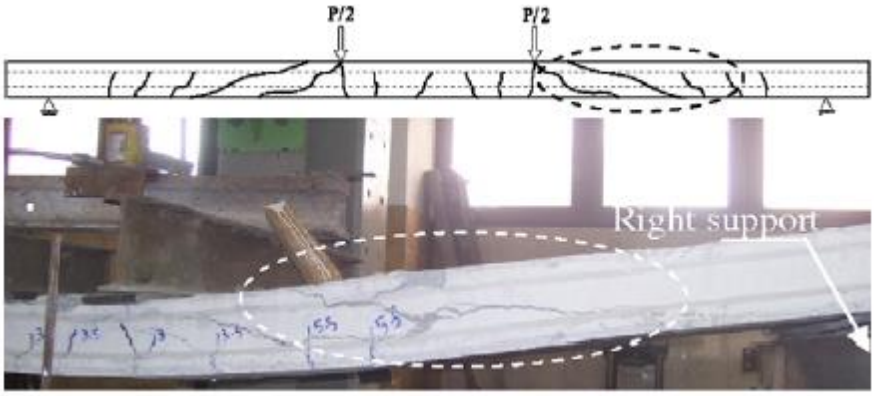


Figura 5. 4 - Laje alveolar reforçada rompida à flexão (ELGABBAS *et al*., 2010).



Nos resultados dos experimentos com o reforço embutido na laje, a laje NSM-2C16, com 64 mm² de área de CRFC, e a laje NSM-2C50, com 120 mm² de área de CRFC, apresentaram ruptura por força cortante para um carregamento de 70 KN (40% de aumento com relação à laje não reforçada) e 90 kN (80% de aumento com relação à laje não reforçada), respectivamente.

Segundo Elgabbas *et al.* (2010), embora o efeito do reforço com laminados de CRFC tenha resultado em um padrão mais uniforme de fissuras quando comparado à laje sem reforço, o comportamento das lajes antes da formação das fissuras não foi alterado pelo reforço, uma vez que antes da fissuração o comportamento da laje é governado pelas propriedades da seção bruta de concreto e não pelo reforço que tem uma seção transversal bem menor.

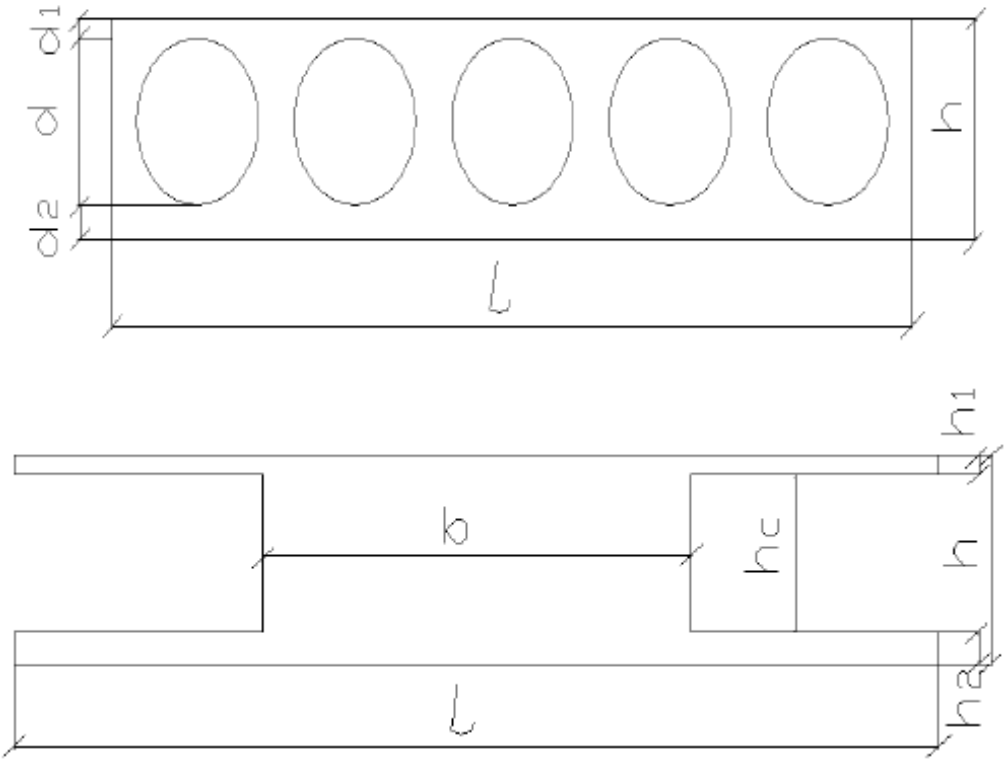
5.3 DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO DE LAJES ALVEOLARES COM COMPÓSITO DE FIBRA DE CARBONO

O modelo de cálculo para dimensionamento do reforço à flexão com compósitos reforçados de fibra de carbono (CRFC) parte das mesmas premissas utilizadas no dimensionamento de estruturas de concreto. Essas suposições básicas são:

- A deformação do concreto, do aço e do CRFC está de acordo com a suposição de seção plana após a deformação da seção transversal;
- A relação tensão-deformação do concreto é obtida de acordo com o modelo, independentemente da tensão inicial e da resistência à tração em zonas de tensão do concreto.
- A aderência entre a fibra de carbono e o concreto é perfeita e não há deslizamento relativo entre eles;
- A relação tensão-deformação da barra de aço é elásto-plástica;
- A relação tensão-deformação da fibra de carbono é elástica linear (YANG *et al.*, 2014).

Para que a laje alveolar protendida possa ser dimensionada à flexão, é necessário que a sua seção seja transformada em uma seção transversal equivalente. A seção transversal original é convertida na seção transversal equivalente em forma de "I", como mostrado na Figura 5.5. Um orifício circular pode ser convertido em um orifício retangular de área equivalente e a forma final da laje deve respeitar a condição de que a altura total e largura da laje devem permanecer inalteradas. Assim, a seção transversal convertida fica definida pelas equações 5.1.

Figura 5. 5 - Seção transversal original e seção transversal equivalente da laje alveolar (YANG *et al.,* 2014)



$$b_r = \frac{\sqrt{3}}{6}\pi d \tag{5.1}$$

$$b = L - nb_r$$

$$h_1 = d_1 + \frac{1}{2}(d - h_r)$$

$$h_r = \frac{\sqrt{3}}{2}d$$

$$h_2 = d_2 + \frac{1}{2}(d - h_r)$$

$$h_c = h - h_1 - h_2$$

Devido à ausência de normas brasileiras para regulamentação do uso do reforço com fibras de carbono, toma como base a recomendação do ACI 440.2R (ACI, 2008) para facilitar o estudo e o dimensionamento. O método de cálculo é dividido em três etapas:

- Determinação do momento resistente da peça (Teoria do concreto armado);

- Determinação da deformação inicial da seção transversal devida apenas ao peso próprio da laje alveolar;
- Cálculo do reforço necessário (Método iterativo por equilíbrio).

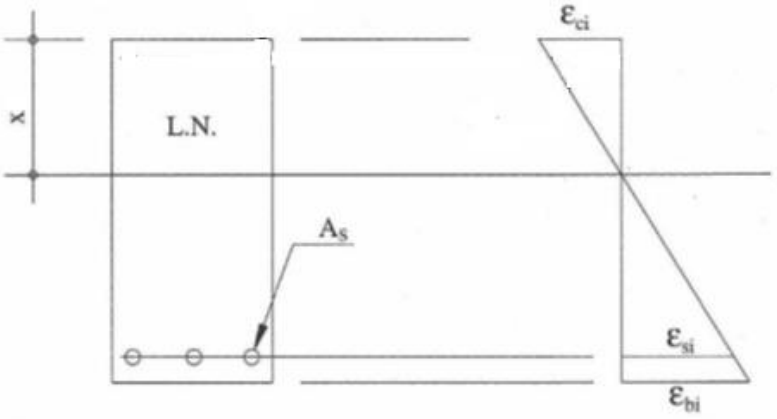
5.3.1 Momento resistente da peça

Na determinação do momento máximo resistido pela peça, utilizam-se das mesmas premissas do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Dessa maneira, consegue-se analisar se a laje alveolar realmente precisa ou não de um reforço pós situação de incêndio. Isto é, caso o carregamento gere um momento maior que o momento máximo resistente pela peça, esta deve ser reforçada.

5.3.2 Deformação inicial da seção transversal

A determinação da deformação inicial da seção transversal parte do princípio de que a seção pós incêndio não sofreu nenhuma perda em decorrência das temperaturas atingidas durante o incêndio. O cálculo da deformação inicial utiliza-se do carregamento composto apenas pelo peso próprio da laje alveolar, sendo este empregado para a determinação da deformação no concreto e, por compatibilidade de deformação, Figura 5.6, a deformação na fibra de carbono.

Figura 5. 6 - Determinação do estado inicial de deformação (ACI, 2008)



Deve ser considerada a deformação na face onde será fixado o reforço de compósito de fibra de carbono, denominado como ε_{bi} na Figura 5.6. Dessa forma, pode-se

verificar se é atendida a deformação máxima admissível para o compósito de fibra de carbono, conforme estabelece a Equação 5.2:

$$\varepsilon_{cfc} = \left(\varepsilon_{cfc,b} - \varepsilon_{cfc,bi}\right) \leq \varepsilon_{fd} \tag{5.2}$$

sendo:

ε_{cfc}: Deformação final do compósito de fibra de carbono

$\varepsilon_{cfc,b}$: Deformação no compósito devido ao carregamento máximo

$\varepsilon_{cfc,bi}$: Deformação inicial devido ao carregamento decorrente do peso próprio da peça.

ε_{fd}: Deformação máxima admissível para o compósito $\left(\varepsilon_{fd} = \psi_f \varepsilon_{fu}\right)$

ψ_f: Coeficiente de redução para o compósito de fibra de carbono; na situação de flexão o ACI 440.2R (ACI, 2008) recomenda $\psi_f = 0{,}85$

ε_{fu}: Deformação última do compósito para a condição de compósito de fibra de carbono aplicado em área interna $\left(\varepsilon_{fu} = C_e \varepsilon_{fu}^*\right)$, segundo ACI 440.2R (ACI, 2008)

ε_{fu}^*: Deformação última apresentada pelo fabricante

C_e: Coeficiente de redução apresentado pelo ACI 440.2R (ACI, 2008); para o caso deste trabalho, aplicado em área interna ($C_e = 0{,}95$)

5.3.3 Método iterativo por equilíbrio

Para que se obtenha a área de reforço necessária, é preciso determinar a deformação no compósito decorrente do carregamento máximo, como mostrado na Equação 5.2.

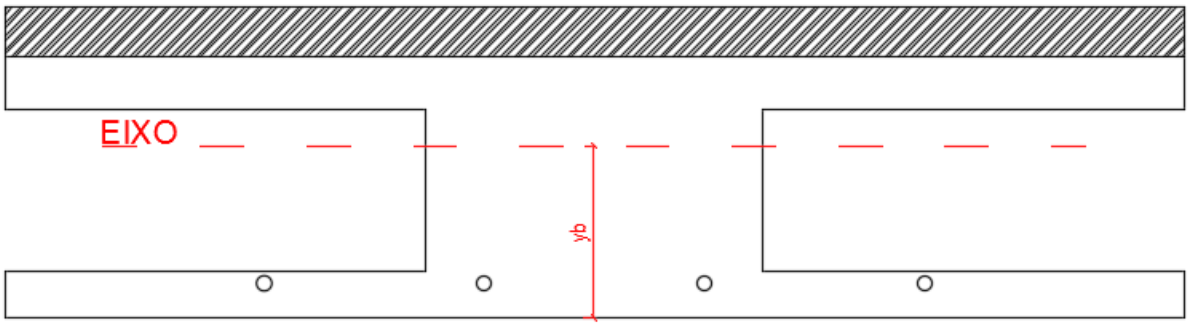
Para iniciar o processo interativo, propõem-se uma linha neutra inicial partindo de deformações conhecidas para o concreto e o aço, por exemplo, a fronteira do domínio 2 com o domínio 3 $(\varepsilon_{ci} = 0{,}35\%)$ e $\left(\varepsilon_p = 1\%\right)$. Por meio de equilíbrio de forças na seção transversal, determina-se a deformação no compósito decorrente do carregamento máximo e posterior deformação final do compósito de fibra de carbono.

A partir dessa deformação, calcula-se a tensão a qual a fibra é submetida e a área necessária para cada caso empregado.

5.3.4 Ruptura por fluência e fadiga

Para evitar rupturas por fadiga e fluência, o ACI 440.2R (ACI, 2008) recomenda que o nível de tensão no sistema compósito CRFC seja calculado pela Equação 5.3, seguindo as orientações da Figura 5.7.

Figura 5. 7 - Posição do eixo na seção equivalente



$$f_{f,s} = \left(\frac{E_f}{E_c}\right)\frac{M_s y_b}{I} \tag{5.3}$$

O ACI 440.2R (ACI, 2008) recomenda que a tensão no sistema compósito CRFC, para evitar a ruína por fluência, seja limitada pela expressão apresentada na Equação 5.4.

$$f_{f,s} \leq 0{,}55 f_{fd} \tag{5.4}$$

CAPÍTULO 6

EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Neste trabalho foi realizado um exemplo de aplicação, no qual se aplicaram todos os princípios de análise do comportamento de lajes alveolares submetidas a um determinado incêndio, assim como métodos de reforço utilizando compósitos reforçados de fibra de carbono. Para se obter resultados compatíveis com a realidade, é utilizado um ambiente real, onde simula-se um incêndio fictício. Tomando-se as características reais do ambiente estudado, pode ser encontrado um comportamento de incêndio parametrizado próximo do real. A partir de um pré-dimensionamento da laje alveolar, foi determinado o comportamento da temperatura ao longo do perfil da laje alveolar escolhida. Assim, pode-se verificar a perda de resistência desta laje e realizar o dimensionamento do reforço na mesma.

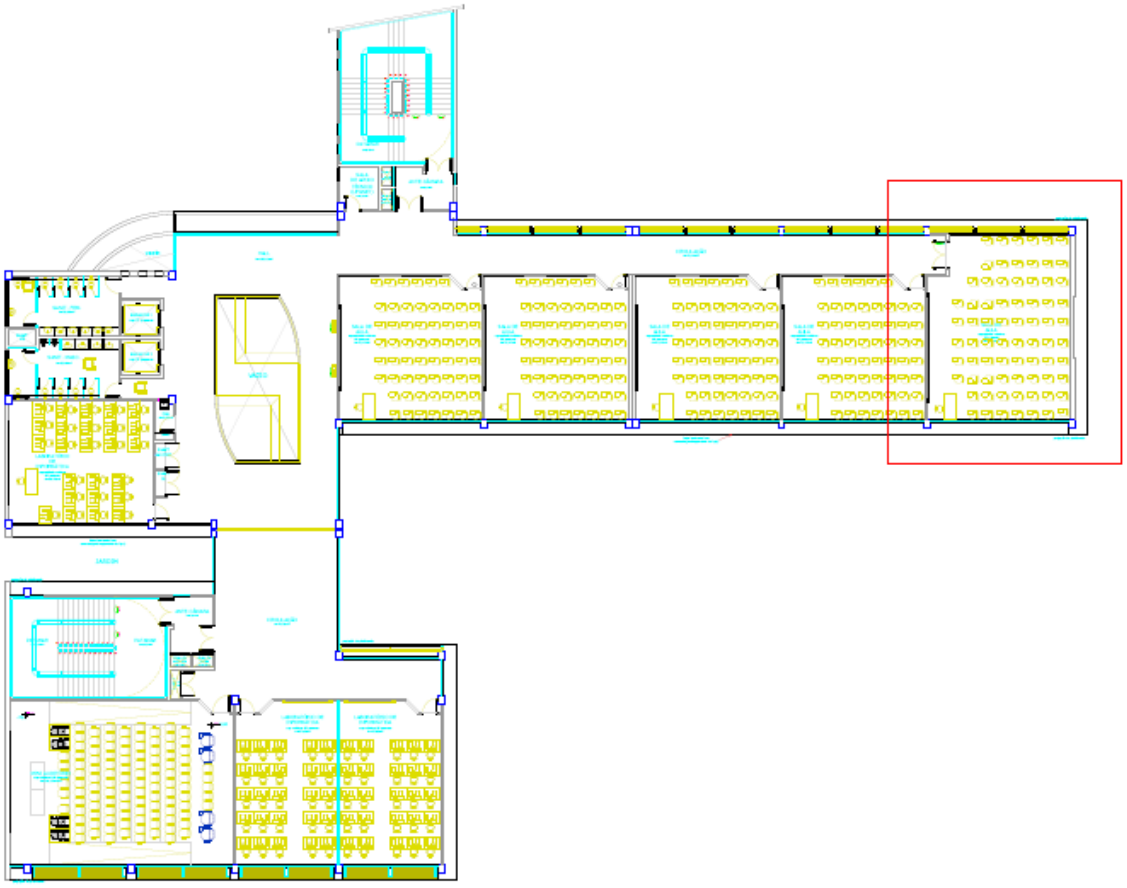
6.1 O COMPARTIMENTO CONSIDERADO

O ambiente utilizado no exemplo desse trabalho está localizado em uma sala de aula do prédio da Escola de Engenharia Civil e Ambiental, da Universidade Federal de Goiás, no Campos I.

O edifício da Escola de Engenharia Civil e Ambiental em questão possui um pavimento térreo e 2 pavimentos tipo. A sala na qual será simulado um incêndio fictício está localizada no 2° pavimento superior. Na figura 6.1 é mostrada a planta baixa do prédio com a indicação em vermelho do compartimento analisado. A sala analisada possui uma área de piso de 90,84 m², com dimensões aproximadas de 11,00 x 8,50m e com um pé direito de 3,80 m. No ambiente há duas janelas em paredes diferentes, com ligação com o ambiente externo, e uma porta. Foi considerado que o ambiente possui lajes maciças de concreto e paredes de vedação em alvenaria de tijolo cerâmico furado revestido com 2,0 cm de argamassa.

Na figura 6.2 é mostrada a planta baixa do compartimento estudado com a indicação de algumas das principais dimensões.

Figura 6. 1 - Planta baixa do prédio com indicação do compartimento estudado



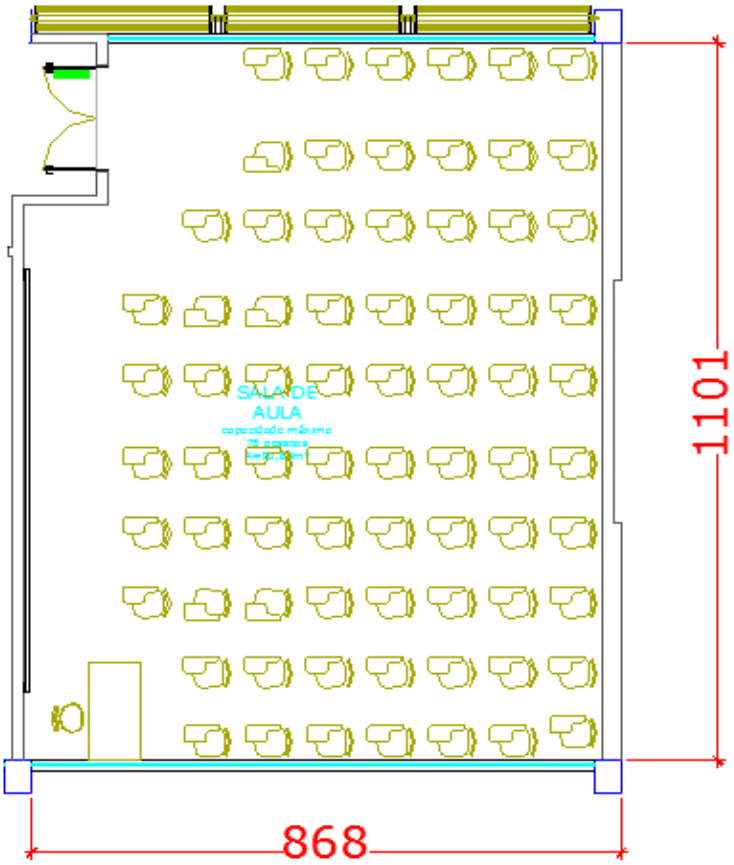
Algumas características do ambiente estudado e que são necessárias para construir a curva de incêndio parametrizado a partir da formulação fornecida pelo Eurocode 1 (CEN, 2002) são:

a) Características físicas do ambiente estudado:

- Área de abertura da primeira janela: 13,61 m²;
- Área de abertura da segunda janela: 15,32 m²;
- Área de abertura da porta: 1,89 m²;
- Perímetro do ambiente: 39,80 m;

- Pé direito da sala: 3,80 m;
- Área total de aberturas verticais com ligação com o ambiente externo (A_v): 28,93 m²;
- Área total do compartimento incluindo teto, paredes, pisos e aberturas (A_t): 332,92m²;
- Altura do piso mais elevado da edificação (h): 12,24 m;
- Altura média das aberturas (h_{eq}): 1,90 m;
- Altura total da edificação (H): 17,78 m.

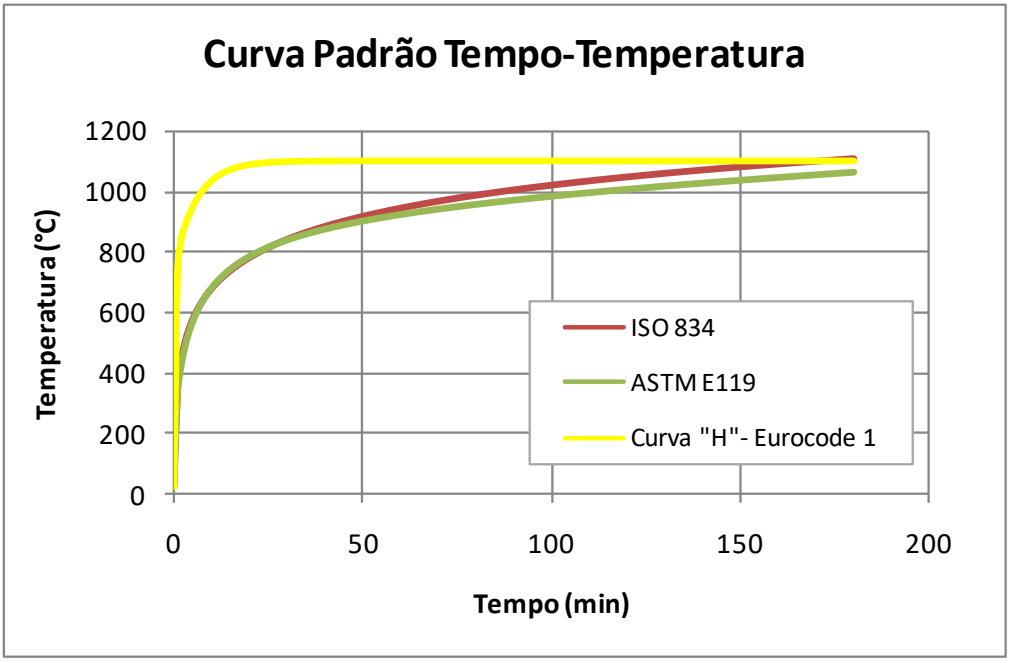
Figura 6. 2 - Planta baixa do compartimento considerado (dimensões em cm)



6.2 CURVAS DE INCÊNDIO PADRÃO

Como já ressaltado no capítulo 2, as curvas padrão são uma forma simplificada de representação do incêndio, portanto, este apresenta apenas o ramo ascendente da curva de incêndio. Além disso, para a simplificação dos resultados, as curvas padrão não dependem das variáveis do ambiente, tais como carga de incêndio, propriedade dos materiais, abertura de janelas, área do ambiente, etc. Portanto, as curvas padrão possuem o tempo como única variável. Para uma primeira comparação entre os modelos adotados, na Figura 6.3 são apresentadas as curvas padrão descritas no item 2.2.

Figura 6. 3 - Comparação entre curvas padrão de tempo-temperatura



6.3 CURVA PARAMETRIZADA DO COMPARTIMENTO (EUROCODE 1)

As curvas de incêndio paramétricas possuem um ramo ascendente e um ramo descendente, com um ponto de máxima temperatura, se diferenciando das curvas de incêndio padrão. Além disso, a formulação das curvas paramétricas depende de diversas variáveis do compartimento analisado. Elas têm a finalidade de representar, da melhor forma possível, o incêndio real na edificação.

A seguir é apresentado o cálculo para a determinação da curva parametrizada de incêndio baseada nas formulações do Eurocode 1 (CEN, 2002), utilizando diversas considerações acerca do compartimento considerado. Como discutido no item 2.5,

essa curva apresenta boa representatividade do incêndio real, tendo sido determinada a partir de ensaios realizados por Franssen (2000). Por essa razão, ela será admitida neste trabalho como sendo representativa de um incêndio fictício no ambiente analisado.

6.3.1 Tempo da Temperatura Máxima dos Gases

Para encontrar o tempo da temperatura máxima dos gases, deverá ser obedecida a condição da Equação 2.4.

Inicialmente, sabendo que o ambiente é destinado a uma sala de aula, tem-se que t_{lim}= 20 min. Em seguida, é determinado o valor do tempo de temperatura $t_{máx} = 0{,}2.10^{-3}.q_{t,d}/O$. Esta variável depende de dois fatores: a carga de incêndio específica relacionada à área total do compartimento ($q_{t,d}$) e o parâmetro O, que é o grau de ventilação.

a) Determinação do Valor da Carga de Incêndio Específica Relacionada à Área Total do Compartimento ($q_{t,d}$).

O valor de $q_{t,d}$ é dado pela seguinte formulação :

$$q_{t,d} = q_{f,d}\ A_f/A_t[MJ/m^2] \tag{6.1}$$

Os valores de A_f e A_t são dados a partir do projeto arquitetônico. Para se encontrar o valor de $q_{f,d}$, deve-se utilizar a Equação 6.2 encontrada na NBR 14432 (ABNT, 2001b) e na NBR 15200 (ABNT, 2012):

$$q_{f,d} = q_{f,k}\ \gamma_n\ \gamma_s \tag{6.2}$$

Da NBR 14432 (ABNT, 2001b), encontra-se que o valor de $q_{f,k}$ correspondente a uma escola é igual a $q_{f,k} = 300\ MJ/m^2$.

Para o valor do coeficiente de ponderação γ_n, foi considerada a presença apenas de detecção automática de incêndio, o que corresponde a um valor de $\gamma_n = 0{,}9$.

Com relação ao valor do coeficiente de ponderação γ_s, ele é dado pelo produto $\gamma_s = \gamma_{s1}\ \gamma_{s2}$, em que, γ_{s2}= 1, dado a seu uso, e o fator de ponderação γ_{s1} é dado pela Equação 6.3:

$$\gamma_{s1} = 1 + A_f.\frac{h+3}{10^5} \tag{6.3}$$

Desta forma, é possível chegar aos resultados mostrados na Tabela 6.1.

Tabela 6. 1 - Valores relativos ao cálculo da carga de Incêndio na área total do compartimento

$q_{f,k}$ (MJ/m^2)	300
Υ_n	0,9
Υ_{s1}	1,01
Υ_{s2}	1
Υ_s	1,01
$q_{f,d}$ (MJ/m^2)	274
$q_{t,d}$ (MJ/m^2)	74,4

b) Determinação do Gral de Ventilação (O).

O grau de ventilação é dado pela Equação 2.6 obedecendo-se os limites: $0{,}02 \leq O \leq 0{,}20$. Conhecendo-se os valores de A_v e de A_t por meio do projeto de arquitetura do ambiente, o valor do grau de ventilação vale:

$$O = 28{,}93\ x\ \frac{\sqrt{1{,}90}}{332{,}92} = 0{,}120\ m^{1/2}$$

c) Determinação da Temperatura Máxima dos Gases ($t_{máx}$).

Com os valores obtidos anteriormente, é possível realizar o cálculo do tempo referente à temperatura máxima dos gases, isto é:

$$t_{máx} = 0{,}0002.{}^{q_{t,d}}/_{O} = 0{,}0002\ x\ \frac{74{,}7}{0{,}12} = 0{,}125 \text{ horas}$$

d) Classificação do Tipo de Incêndio.

Com esses resultados, nota-se que $t_{máx} < t_{lim}$, de forma que toma-se $t_{máx} = t_{lim}$, isto é, $t_{máx} = 20\ min$. Pelo fato da temperatura máxima ser igual à temperatura limite, o

incêndio será controlado pelo combustível e não pela ventilação. Este resultado será de grande influência na construção da curva paramétrica, pois esta classificação acerca do controle de incêndio indica o comportamento geral do incêndio.

6.3.2 Determinação das Propriedades Térmicas dos Elementos de Vedação do Compartimento

As propriedades térmicas dos elementos do compartimento submetido ao incêndio são fundamentais para a construção da curva parametrizada. Desta forma, deve ser calculado o fator b, que é um parâmetro associado às características físicas térmicas dos materiais que compõem os elementos do compartimento.

Para o cálculo do fator b, foi realizada uma simplificação com relação aos materiais utilizados. As paredes foram admitidas formadas por blocos cerâmicos, e foi considerado um revestimento de argamassa de 2 cm. Já para o piso e o teto, foi considerado apenas o concreto da laje, ou seja, foram ignorados os revestimentos e o contrapiso.

Dado serem diferentes os materiais que compõem o compartimento, foram utilizados as Equações 2.13, 2.14, 2.15 e 2.16 do item 2.3 para que se obter os valores do fator b referentes a cada tipo de material.

Nas tabelas 6.2 e 6.3 tem-se um quadro resumo dos resultados encontrados para os valores do fator b, onde foram separados o teto e o piso de concreto e as paredes de tijolos cerâmicos revestidos de argamassa.

Tabela 6. 2 - Valores relativos ao cálculo do fator b para a alvenaria de vedação

Alvenaria de Vedação			
Tijolo Cerâmico		Argamassa (2,0 cm)	
ρ=	1400 kg/m³	ρ=	1800 kg/m³
cp=	920 J/kg °C	cp=	1000 J/kg °C
λ=	0,90 W/m*K	λ=	1,15 W/m*K
b=	1076,66	b=	1438,75
		S_{lim}=	0,028
		b(Alvenaria)=	1338,20

Tabela 6. 3 - Valores relativos ao cálculo do fator b para o concreto da laje

Concreto Estrutural	
ρ=	2200 kg/m³
cp=	1000 J/kg °C
λ=	1,75 W/m*K
b=	1962,14

Como forma de adotar um valor equivalente aos diferentes valores do fator b obtidos para o compartimento, foi utilizada a Equação 2.16. Assim, foi encontrado um valor equivalente do fator b igual a 1711,10.

6.3.3 Ramo Ascendente da Curva Parametrizada

O ramo ascendente da curva parametrizada é determinado pela Equação 2.7. Dado os resultados do item 6.3.1, nota-se que ($t_{máx} = t_{lim}$), logo deverá ser utilizada a Equação 2.10 para a determinação do tempo fictício t^*. Para isso, deve-se determinar o coeficiente Γ_{lim} pela Equação 2.11.

O grau de ventilação-limite é determinado por $O_{lim} = 0{,}1.10^{-3}\ q_{f,d}/t_{lim}$, resultando em:

$$O_{lim} = 0{,}0001\ x\ \frac{74{,}7}{0{,}333} = 0{,}022$$

Considerando que o valor de k é igual a 1, uma vez que b > 1160, são obtidos os seguintes resultados:

$$\Gamma_{lim} = 1\ x\ \frac{\left(\frac{0{,}022}{1711{,}10}\right)^2}{\left(\frac{0{,}04}{1160}\right)^2} = 0{,}144$$

Uma vez calculado o valor de Γ_{lim}, é possível determinar a equação do ramo ascendente da curva parametrizada em função do tempo, observando-se que o valor de t^* passa a ser $t^* = t.0{,}144$

Assim, colocando esses valores encontrados na Equação 2.7, obtém-se a Equação 6.4:

$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0{,}324e^{-0{,}0288*t} - 0{,}204e^{-0{,}245*t} - 0{,}472e^{-2{,}74*t}) \quad (6.4)$$

Para o valor do tempo de tempera máxima ($t_{máx} = 0{,}33\ horas$) é possível encontrar o valor da temperatura máxima atingida pelos gases. Assim, chega-se no valor de $\theta_{máx} = 420\ °C$.

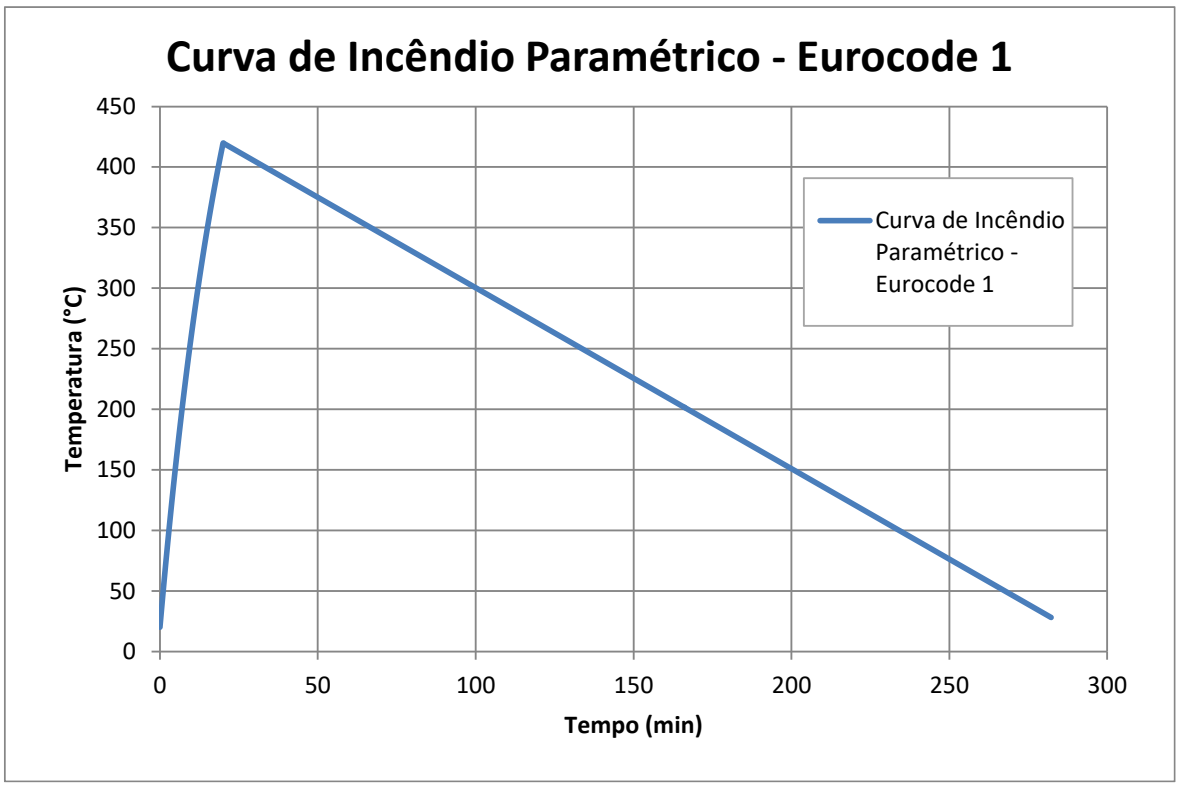
6.3.4 Ramo Descendente da Curva Parametrizada

Para o ramo descendente da curva parametrizada, devido ao fato do valor de $t^*_{máx}$ estar entre os valores de 0,5 horas e 2 horas, a equação que determinará o trecho descendente é a Equação 2.18. Nessa equação é utilizado o valor de $\theta_{máx} = 420\ °C$ e $t^*_{máx} = 0{,}514\ horas$. Já o valor de X é calculado a partir da equação $\chi = t_{lim}\ \Gamma / t^*_{máx}$. Assim, obtêm-se a Equação 6.5:

$$\theta_g = 420 - 250\ x\ (3 - 0{,}514)(0{,}144t - 0{,}048) \quad (6.5)$$

Uma vez tendo-se todos os componentes da curva parametrizada, é possível construir o gráfico da Figura 6.4 que indica o comportamento do incêndio fictício considerado para o compartimento analisado.

Figura 6. 4 - Curva de incêndio paramétrica para o compartimento analisado

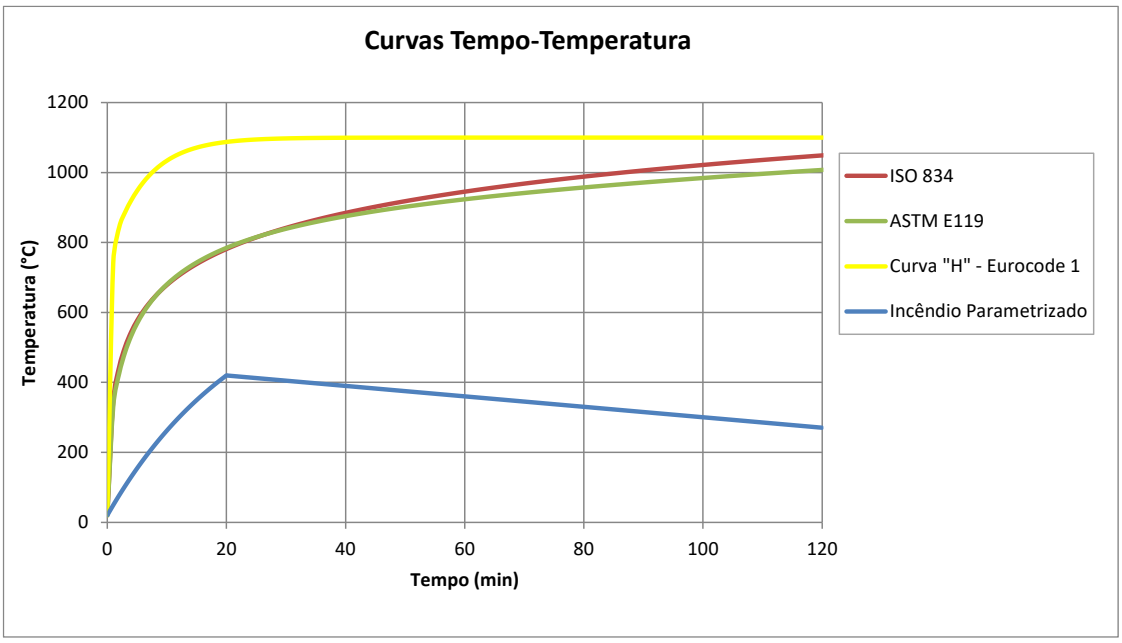


6.3.5 Análise Comparativa Entre o Incêndio Padrão e Parametrizado

É possível colocar todas as curvas em um mesmo gráfico para que se possa analisá-las de forma mais clara. Na Figura 6.5 é possível observar as curvas padrão e a curva parametrizada obtida nesse trabalho. Nessa figura, observa-se que as curvas de incêndio padrão celulósicas ISO 834 (ISO, 1990) e ASTM E119 (ASTM, 2000) apresentam um comportamento bem semelhante. Isso acontece pelo fato das curvas terem sido traçadas considerando o mesmo tipo de material (celulose) e a curva da ISO 834 (ISO, 1990) ter sido criada tendo como referência a curva da ASTM E119 (ASTM, 2000). Por outro lado, a curva "H" do Eurocode 1 (CEN, 2002) possui um padrão bem diferente do que foi observado nas outras, uma vez que ela foi criada para materiais hidrocarbonetos, que possuem um potencial inflamável bem maior que as outras.

O resultado da curva do incêndio paramétrico ficou abaixo das curvas padrão para materiais celulósicos, sendo que a máxima temperatura obtida pela curva paramétrica ficou muito abaixo do patamar de temperatura das curvas padrão. Outra característica observada é que apesar da relativa baixa temperatura, a duração total do incêndio foi maior que quatro horas.

Figura 6. 5 - Comparação entre as curvas tempo-temperatura



6.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA LAJE ALVEOLAR

Neste item será apresentará o dimensionamento do reforço de lajes alveolares com compósitos de fibra de carbono. Para tal, faz-se necessário definir as características da laje alveolar submetida a um incêndio fictício. Além disso, utilizando como princípio o método de elementos finitos, foi simulado o incêndio parametrizado na laje escolhida para determinar a temperatura atingida no perfil de concreto, assim como nas cordoalhas de aço. Sabendo-se da perda de resistência dos materiais da laje alveolar, foi possível realizar o dimensionamento do seu reforço estrutural à flexão.

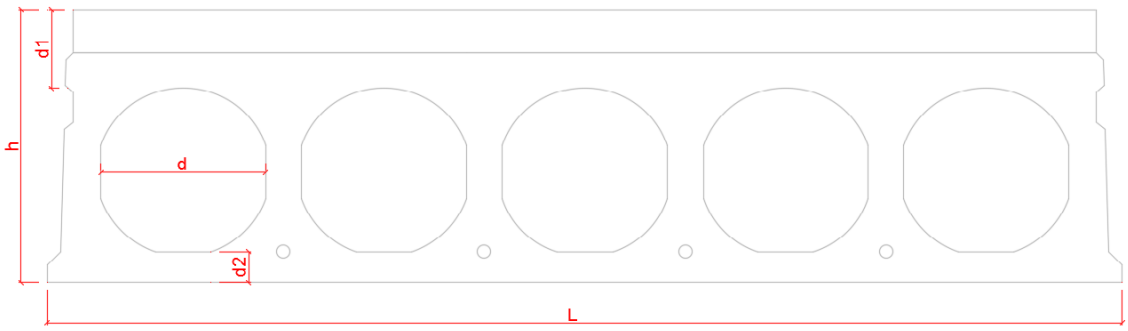
É necessário determinar as características da laje alveolar que resista aos estados limites para o vão e tipo de ocupação do compartimento analisado. Para realizar o pré-dimensionamento, primeiramente foram calculados os carregamentos acidentais (q) e permanentes eventuais (g_3). O primeiro foi obtido da norma NBR 6120 (ABNT, 1980) para edificação de uso escolar e o segundo, que se refere ao carregamento gerado pela pavimentação e pela alvenaria sobre a laje do compartimento, foi estimada a partir da análise da arquitetura do compartimento e das considerações realizadas anteriormente. Assim, foram obtidos os valores mostrados na Tabela 6.4.

Tabela 6. 4 - Carregamentos acidentais e permanentes eventuais do compartimento

Carga acidental (q)	300	kgf/m²
Piso (g3)	30	kgf/m³
Argamassa (g3)	42	kgf/m³
Alvenaria (g3)	34,1	kgf/m³
q+g3	406,1	kgf/m³

Tendo-se os valores dos carregamentos acidental (q) e permanente eventual (g_3), e sabendo que o menor vão livre do compartimento é de 8,50 m, foi pré-dimensionada a laje alveolar mais adequada de acordo com o catálogo do Manual Munte (MELO, 2004). A Laje Alveolar escolhida foi a do tipo LAM26,5-THcc, com quatro cabos de protensão inferior de 12,7 mm de diâmetro em aço CP 190 RB. Na Figura 6.6 são apresentadas as dimensões da seção transversal da laje escolhida, bem como algumas de suas propriedades mecânicas. A cordoalha utilizada apresenta as propriedades mostradas na Tabela 6.5 (ARCELOR MITTAL, 2002).

Figura 6. 6 - Seção transversal da laje alveolar suas dimenções e propriedades mecânicas (MELO, 2004)



d =	189,0	mm
L =	1200,0	mm
n =	5,0	orifícios
h =	315,0	mm
d1 =	91,0	mm
d2 =	35,0	mm

N cabos =	4	cabos
Pi =	14,5	tf
Capa =	5,0	cm
Lvão =	8,5	m
fck,laje =	50	MPa
fck,capa =	25	MPa
fcj =	35	MPa
Eck =	32000	MPa
$Ecj,_{28}$ =	25000	MPa
Mrd =	15871	kgfm/pç
Vrd =	8053	kgf/pç

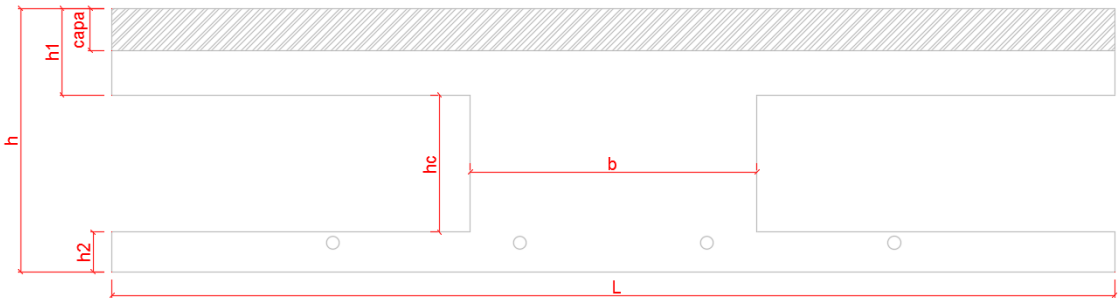
Tabela 6. 5 - Característica da cordoalha (cordoalhas de 7 fios CP 190 RB utilizada na laje alveolar (Arcelor Mittal, 2002)

Cordoalha	CP 190 RB
Diâmero (mm)	12,7
Área (mm²)	99
Carga na ruptura (kN)	187
Carga a 1% de def (kN)	169
Ep (GPa)	196
fptk (MPa)	1889
fpyk (MPa)	1707

Seguindo as orientações do manual da Arcelor Mittal (2002), foi adotado um módulo de elasticidade para a cordoalha de 196000 MPa.

Para determinação do momento resistente da laje alveolar, antes e depois da situação de incêndio, e dimensionamento do reforço da laje, deve-se trabalhar com uma seção transversal equivalente da laje alveolar em forma "I", Figura 6.7. Com o auxílio da equação 5.1, foram obtidas as dimensões mostradas nessa figura.

Figura 6. 7 - Seção transversal equivalente da laje alveolar em forma de "I" e suas dimensões



br =	**171,4**	**mm**
hr =	**163,7**	**mm**
b =	**343,0**	**mm**
h =	**315,0**	**mm**
L =	**1200**	**mm**
h1 =	**103,7**	**mm**
h2 =	**47,7**	**mm**
hc =	**163,7**	**mm**

Outros dados da laje são, sua largura (b = 1,2 m) e seu comprimento (L=8,50 m). A partir desses dados determinou-se o carregameto ao qual a laje está submetida para as condições de apenas carregamento permanente (P_g) e para carregamento permanente mais acidental ($P_{(g+q)}$).

$$P_g = \gamma(g_1 + g_2 + g_3)b = 1{,}4\ x\ (3{,}40 + 1{,}25 + 1{,}06)\ x\ 1{,}2$$

$$P_g = 9{,}59\ kN/m$$

$$M_{sd,o} = \frac{P_g L^2}{8} = \frac{9{,}59\ x\ 8{,}5^2}{8} = 86{,}65 kNm$$

$$P_{(g+q)} = \gamma(g_1 + g_2 + g_3 + q)b = 1{,}4\ x\ (3{,}40 + 1{,}25 + 1{,}06 + 3{,}00)\ x\ 1{,}2$$

$$P_{(g+q)} = 14{,}63 kN/m$$

$$M_{sd} = \frac{P_{(g+q)}L^2}{8} = \frac{14{,}63\ x\ 8{,}5^2}{8} = 132{,}17kNm$$

6.5 DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA LAJE ALVEOLAR A TEMPERATURA AMBIENTE

Para o cálculo do momento fletor resistente da laje alveolar, são empregados os seguintes passos, considerando que trata-se de concreto do grupo 1:

- Cálculo do pré-alongamento da cordoalha (ε_{pnd});
- Determinação da tensão na armadura (σ_{pd}), supondo inicialmente que a ruptura ocorre no domínio 2;
- Cálculo por tentativas adotando a tensão na armadura de protensão:
  - $\sigma_{pd}^{(1)} = f_{pyd} = f_{pyk}/1{,}15$;
  - Equações de equilíbrio resulta na profundidade da linha neutra (x);
  - Equação de compatibilidade de deformações resulta em ε_{p1d};
  - Determina-se a tensão σ_{pd} na armadura com $\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{p1d} + \varepsilon_{pnd}$;
  - Se $\varepsilon_{cd} \leq 0{,}35\%$ a hipótese do domínio 2 está correta.
  - $\sigma_{pd}^{(1)} \sim \sigma_{pd}$: realiza-se o procedimento até que se tenha a igualdade.
  - $\sigma_{pd}^{(1)} \neq \sigma_{pd}$: adotar novo valor para a tensão ($\sigma_{pd}^{(2)}$) e refazer os cálculos.

Para o cálculo do pré-alongamento da cordoalha (ε_{pnd}) necessita-se da área da seção de concreto da laje alveolar ($A_c = 2377{,}24\ cm^2$), do momento de inércia da seção ($I = 10050724\ cm^4$) e da força de protensão inicial das quatro cordoalhas ($P_{ini.} = -568{,}40\ kN$), sendo o sinal negativo referente ao fato da força de protensão comprimir a seção analisada. Para determinar a protensão final no tempo infinito, adotaram-se perdas totais de protensão de 15% ($P_\infty = -483{,}14\ kN$).

A razão entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto ao nível da armadura de protensão vale:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cs}} = \frac{196000}{27200} = 7{,}21$$

A partir dos dados da posição do centro de gravidade da seção, pode ser determinada a excentricidade da cordoalha ($e_p = 13{,}90\ cm$) e, assim, determina-se a tensão no concreto ao nível da armadura de protensão.

$$\sigma_{cp} = \frac{P_\infty}{A_c} + \frac{P_\infty e_p^2}{I_c} = \frac{(-483{,}14)}{2377{,}24} + \frac{(-483{,}14) * 13{,}9^2}{10050724} = -0{,}2125\ kN/cm^2$$

Tendo a tensão no concreto ao nível da armadura e a área de aço das quatro cordoalhas de protensão ($A_p = 3{,}96\ cm^2$), determina-se a força de protensão para cálculo da deformação de pré-alongamento, isto é:

$$P_n = P_\infty + \alpha_p A_p \sigma_{cp} = (-483{,}14) + 7{,}21\ x\ 3{,}96\ x\ (-0{,}2125) = -489{,}20\ kN$$

Para o valor de cálculo da força de protensão deve-se considerar o seu “efeito desfavorável” ($\gamma_p = 0{,}9$) porque quanto maior a força de protensão, maior o momento fletor último. Logo, chega-se a força de protensão de cálculo ($P_{nd} = -440{,}28\ kN$). Por fim, o valor da deformação de pré-alongamento da cordoalha vale:

$$\varepsilon_{pnd} = \frac{|P_{nd}|}{A_p E_p} = \frac{|-440{,}28|}{3{,}96\ x\ 19600}\ x\ 1000 = 5{,}67‰$$

Na determinação do momento resistente da seção é aplicado um cálculo por tentativas adotando-se a tensão na armadura de protensão:

$$\sigma_{pd}^{(1)} = f_{pyd} = \frac{f_{pyk}}{\gamma_p} = \frac{1707}{1{,}15} = 1484{,}35\ MPa$$

Para o cálculo da posição da linha neutra consideramos que a mesma passa pela capa, logo teremos um b =120 cm uma vez que a linha neutra está acima dos alvéolos da laje:

$$x = \frac{\sigma_{pd} A_p}{0{,}85 f_{cd} 0{,}8 b_w} = \frac{1484{,}35\ x\ 3{,}96}{0{,}85\ x\ \frac{25}{1{,}4}\ x\ 0{,}8\ x\ 120} = 4{,}03\ cm$$

Deformação na armadura de protensão, supondo domínio 2:

$\varepsilon_{p1d} = 10\%.$

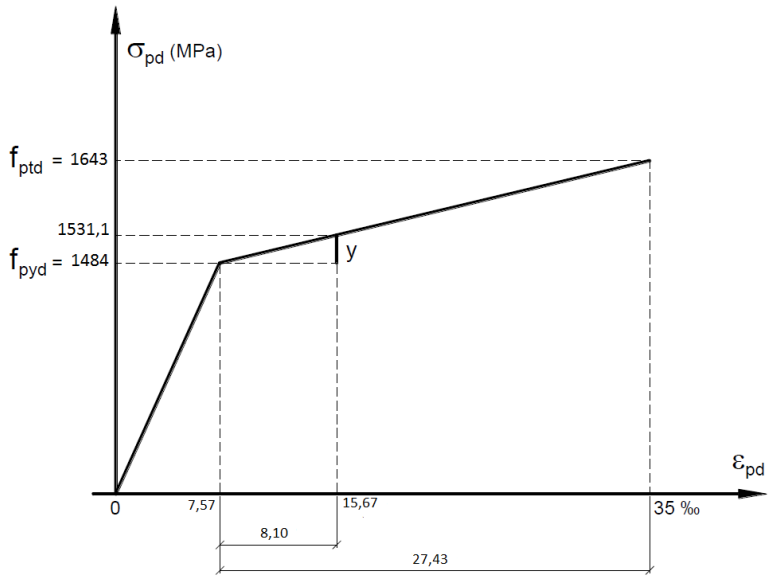
$\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{pnd} + \varepsilon_{p1d} = 5{,}67 + 10 = 15{,}67‰$

Deformação de início de escoamento da armadura de protensão:

$$\varepsilon_{pyd} = \frac{f_{pyd}}{E_p} = \frac{1707/1{,}15}{196000}\ x\ 1000 = 7{,}57‰$$

Como $\varepsilon_{pd} = 15{,}67‰ > \varepsilon_{pyd} = 7{,}57‰$, a armadura de protensão está escoando. Considerando o diagrama tensão *versus* deformação adotado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para os aços de protensão, mostrado na Figura 6.8, a tensão na armadura pode ser determinada.

Figura 6. 8 - Diagrama tensão x deformação do aço da armadura de protensão (BASTOS, 2015)



Do diagrama da Figura 6.8 tem-se:

$$\frac{y}{8{,}10} = \frac{1643 - 1484}{27{,}43} \rightarrow y = 46{,}7MPa$$

Para $\varepsilon_{pd} = 15{,}67‰$ resulta a tensão: $\sigma_{pd} = 1484{,}4 + 46{,}7 = 1531{,}1MPa$. Como $\sigma_{pd}^{(1)} \neq \sigma_{pd}$, recalcular a posição da linha neutra e verificar a deformação no concreto, assim chegamos na Tabela 6.6:

Tabela 6. 6 - Valores do processo de determinação da posição da linha neutra

Adimitindo LN na mesa		
μ =	0,079	
ξ =	0,155	
ψ =	0,796	
x =	4,34	cm
εc =	1,83	‰
Equação de compatibilidade		
εc =	1,83	‰
ERRO =	0,00	%

Verificação da deformação no concreto:

$$\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{pd}\frac{x}{d_p - x} = 10 \text{ x } \frac{4{,}34}{28 - 4{,}34} = 1{,}83‰ < 3{,}5‰$$

A verificação efetuada confirma que o domínio é realmente o domínio 2. Desse modo, a tensão na armadura de protensão vale 1531,1 MPa. O momento fletor último resulta:

$$M_{rd} = \sigma_{pd}A_p(d_p - 0{,}4x)$$

$$M_{rd} = 1531100 \text{ x } 0{,}000396 \text{ x } (0{,}28 - 0{,}4 \text{ x } 0{,}0434)$$

$$M_{rd} = 159{,}2\ KNm$$

Segundo a tabela do manual Munte de dimencionamento da laje alveolar o momento resistente da laje escolhida é $M_{rd} = 158{,}7\ KNm$ (MELO, 2004).

6.6 ISOTERMAS DE TEMPERATURA NO PERFIL DA LAJE ALVEOLAR

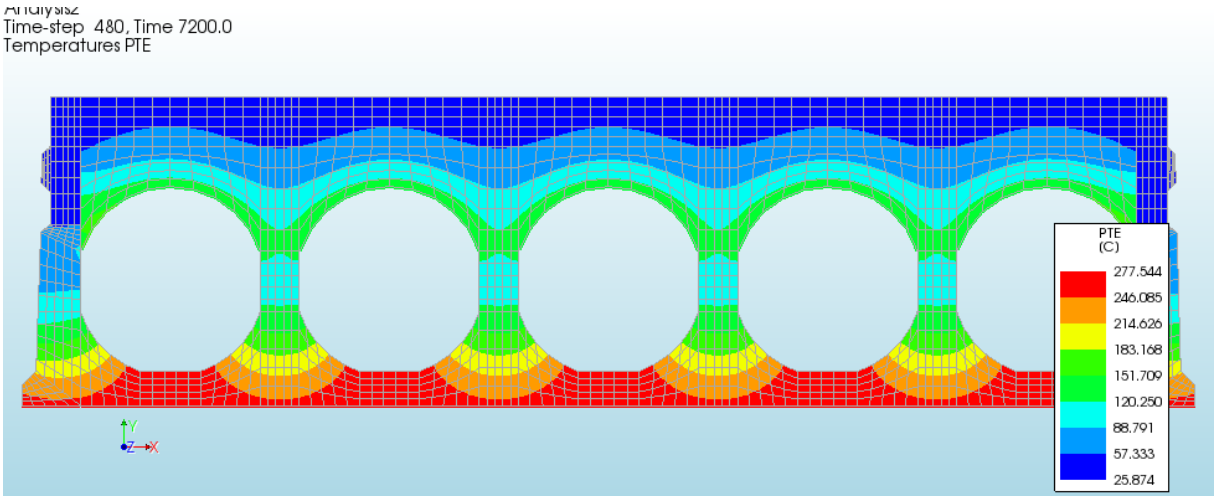
Para o dimensionamento do reforço estrutural, além das características da arquitetura, do modelo de construção e da laje estudada, também é necessário avaliar o comportamento da laje durante o processo de incêndio. Esta análise é fundamental para que se possa determinar a temperatura máxima atingida na estrutura analisada.

Com tais informações, poder-se-á determinar a perda de desempenho dos materiais, permitindo realizar os cálculos para avaliar a necessidade da execução do reforço, assim como o cálculo do dimensionamento do próprio reforço.

Em uma estrutura submetida a um incêndio, normalmente o comportamento da laje após o incêndio é analisado por meio de inspeção visual ou retirada de amostras para determinação da resistência residual dos materiais. De posse dessas informações, avalia-se a resistência residual da edificação e a necessidade e/ou viabilidade de um reforço estrutural. Esse tipo de metodologia de análise apresenta dificuldades para ser aplicada em elementos protendidos, como as lajes alveolares, nas quais a retirada de cabos de protensão para análise é uma tarefa complicada e pode resultar na desprotensão do elemento, inviabilizando o seu reforço. Por essa razão, foi determinado o perfil de temperatura na seção transversal da laje alveolar para o incêndio paramétrico no compartimento, admitido como representativo do incêndio real. Para isso, foi realizada uma modelagem computacional pelo Método dos Elementos Finitos utilizando o programa DIANA®, a partir do qual foram obtidas as isotermas de temperatura para todo o período do incêndio, admitindo que o mesmo atuasse apenas na face inferior da laje alveolar. Essa modelagem foi realizada por um aluno de pós-graduação do PPG-GECON da Universidade Federal de Goiás, Guilherme Dias Costa Pinto.

Na Figura 6.9 mostra-se o perfil de temperatura na laje após 120 minutos de incêndio, período em que foram observadas as maiores temperaturas na parte inferior da laje alveolar. Analisando essa figura é possível identificar que a temperatura máxima nos locais onde se encontram as cordoalhas de aço foi de, aproximadamente, 246°C. Além disso, pode-se verificar que a temperatura máxima atingida no perfil da laje alveolar não ultrapassou a temperatura de 500°C, não fazendo necessária a aplicação do princípio das isotermas de 500°C, isto é, não havendo necessidade de redução da seção transversal de concreto. Além disso, a temperatura no concreto na região da capa (região comprimida no Estado Limite Último) não ultrapassou os 100°C, indicando que não há redução da resistência a compressão do concreto da capa devido ao incêndio na face inferior da laje.

Figura 6. 9 - Isotermas de temperatura máxima da laje alveolar estudada após 120 minutos de incêndio
Fonte:Guilherme Dias Costa Pinto



6.7 DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA LAJE ALVEOLAR APÓS O INCÊNDIO

Para verificar a necessidade de reforço na laje alveolar após o incêndio, verificou-se o momento resistente residual da laje após a situação de incêndio e o comparou com o momento solicitante da edificação em uso. A partir da temperatura atingida nas cordoalhas, determinou-se a redução da resistência das mesmas, bem como a redução em seu módulo de elasticidade, ambos em função da temperatura atingida pelo incêndio.

A partir dos dados apresentados na Tabela 6.7 foi encontrado o momento resistente residual da laje. O processo de cálculo é o mesmo empregado no cálculo do momento resistente da laje alveolar em temperatura ambiente, reduzindo o módulo de elasticidade e as tensões de escoamento e última da cordoalha devido ao aumento de temperatura durante o incêndio. Para o concreto, apenas o seu módulo de elasticidade foi reduzido devido ao aumento da temperatura do concreto na face inferior da laje.

Tabela 6. 7 - Dados para cálculo do momento resistente residual da laje alveolar

θ(cordoalha) (°C)	246,09
θ(capa) (°C)	57,33
kp,θ	0,801
kEp,θ	0,92
kc,θ	1
fpyk,θ (Mpa)	1367,1
fptk,θ (Mpa)	1512,8
Ep,θ (Mpa)	179877,1
fck,laje,θ (Mpa)	25,0

Cordoalha	CP 190 RB
Diâmero (mm)	12,7
Área (mm²)	99
Carga na ruptura (kN)	187
Carga a 1% de def (kN)	169
Ep (GPa)	196
fptk (MPa)	1889
fpyk (MPa)	1707

A razão modular é dada pela relação dos módulos de elasticidade do aço e do concreto ao nível da armadura de protensão, sabendo que a temperatura máxima atingida no concreto foi de 277,5°C, isto é:

$$\alpha_p = \frac{E_{p,\theta}}{E_{cs,\theta}} = \frac{179877,14}{25119,2} = 7,16$$

A partir dos dados da posição do centro de gravidade da seção pode ser determinado a excentricidade da cordoalha ($e_p = 13,90\ cm$) e, assim, determina-se a tensão no concreto ao nível da armadura de protensão. Considerou-se que não houve perda de seção transversal da peça, uma vez que as temperaturas atingidas pelo incêndio não ultrapassaram os 500°C, e que a força de protensão final (P_∞) não foi alterada devido ao incêndio, isto é, que as perdas de protensão mantiveram-se inalteradas apesar do incêndio. Assim, tem-se:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_\infty}{A_c} + \frac{P_\infty e_p^2}{I_c} = \frac{(-483,14)}{2377,24} + \frac{(-483,14) * 13,9^2}{10050724} = -0,2125\ kN/cm^2$$

Tendo a tensão no concreto ao nível da armadura e a área de aço das quatro cordoalhas de protensão ($A_p = 3,96\ cm^2$), determina-se a força de protensão para cálculo da deformação de pré-alongamento, isto é:

$$P_n = P_\infty + \alpha_p A_p \sigma_{cp} = (-483,14) + 7,16\ x\ 3,96\ x\ (-0,2125) = -489,17\ kN$$

Para o valor de cálculo da força de protensão deve-se considerar o seu “efeito desfavorável” ($\gamma_p = 0,9$) porque quanto maior a força de protensão, maior o momento

fletor último. Logo, chega-se a força de protensão de cálculo ($P_{nd} = -440{,}25\ \ kN$). Por fim, o valor da deformação de pré-alongamento da cordoalha vale:

$$\varepsilon_{pnd,\theta} = \frac{|P_{nd}|}{A_p E_{p,\theta}} = \frac{|-440{,}25|}{3{,}96\ x\ 179877{,}14}\ x\ 1000 = 6{,}18‰$$

Na determinação do momento resistente da seção é aplicado um cálculo por tentativas adotando-se a tensão na armadura de protensão.

Primeira tentativa:

$$\sigma_{pd,\theta}^{(1)} = f_{pyd,\theta} = \frac{f_{pyk,\theta}}{\gamma_p} = \frac{1367}{1{,}15} = 1188{,}70\ MPa$$

Conforme o valor da tabela 6.6, temos um valor da linha neutra (x = 4,34 cm) e o módulo de deformação do concreto ($\varepsilon_c = 1{,}83\ \ ‰$)

Deformação na armadura de protensão, supondo domínio 2:

$$\varepsilon_{p1d} = 10‰$$

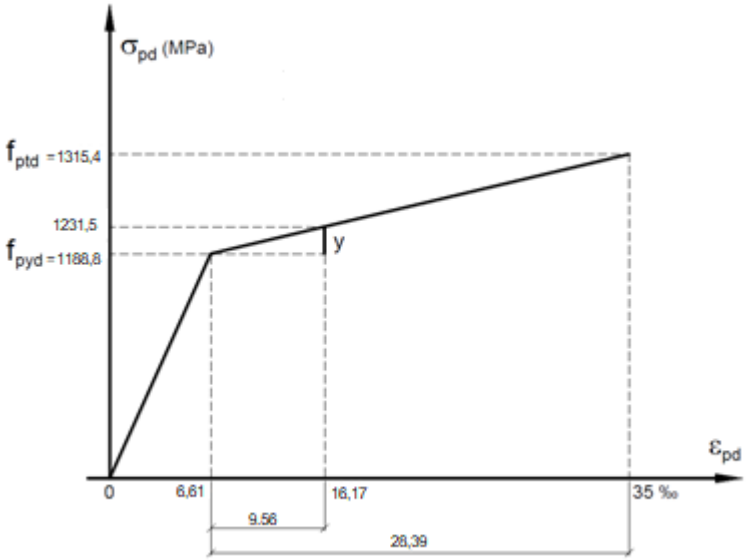
$$\varepsilon_{pd,\theta} = \varepsilon_{pnd,\theta} + \varepsilon_{p1d} = 6{,}18 + 10 = 16{,}18‰$$

Deformação de início de escoamento da armadura de protensão:

$$\varepsilon_{pyd,\theta} = \frac{f_{pyd,\theta}}{E_{p,\theta}} = \frac{1367/1{,}15}{179877{,}14}\ x\ 1000 = 6{,}61‰$$

Como $\varepsilon_{pd\theta} = 16{,}18‰ > \varepsilon_{pyd,\theta} = 6{,}61‰$, a armadura de protensão está escoando. Considerando o diagrama tensão x deformação adotado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para os aços de protensão, mostrado na Figura 6.10, a tensão na armadura pode ser calculada.

Figura 6. 10 - Diagrama tensão x deformação do aço da armadura de protensão (BASTOS, 2005)



Do diagrama tem-se:

$$\frac{y}{9{,}56} = \frac{1315{,}4 - 1188{,}8}{28{,}39} \rightarrow y = 42{,}7MPa$$

Para $\varepsilon_{pd,\theta} = 16{,}18‰$ resulta a tensão: $\sigma_{pd,\theta} = 1188{,}8 + 42{,}7 = 1231{,}5MPa$. Como $\sigma_{pd}^{(1)} \neq \sigma_{pd}$, refazer processo interativo aplicando uma nova tensão na armadura de protenção.

Verificação da deformação no concreto:

$$\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{pd}\frac{x}{d_p - x} = 10\ x\ \frac{4{,}34}{28 - 4{,}34} = 1{,}83‰ < 3{,}5‰$$

Todas as verificações efetuadas confirmaram que o domínio é realmente o domínio 2. Desse modo, a tensão na armadura de protensão é o valor de 1231,5 MPa. O momento fletor último resulta:

$$M_{rd,\theta} = \sigma_{pd,\theta}A_p\left(d_p - 0{,}4x\right)$$

$$M_{rd,\theta} = 1231500\ x\ 0{,}000396\ x\ (0{,}28 - 0{,}4\ x\ 0{,}0434)$$

$$M_{rd,\theta} = 128{,}1\ kNm$$

Para poder determinar a necessidade de reforço na laje deve-se comparar o momento resistente da laje após incêndio com o momento decorrente das solicitações que a laje alveolar será solicitada durante a vida útil da edificação. Do item 6.4, sabe-se que o momento fletor solicitante de cálculo nessa laje vale $M_{sd} = 132{,}17\ kNm$, logo verifica-se a necessidade de reforço à flexão da laje alveolar submetida a situação de incêndio. É importante salientar que o momento de solicitação decorrente apenas do carregamento permanente ($M_{sd,o} = 86{,}65\ kNm$) foi menor que o momento resistente da laje alveolar após a situação de incêndio.

6.8 REFORÇO À FLEXÃO DA LAJE ALVELAR COM COMPÓSITO DE FIBRAS DE CARBONO

O reforço da laje foi dimensionado segundo os dois tipos mostrados no item 5.2. O primeiro tipo trata-se do reforço com as faixas de fibra de carbono aderidas na superficie inferior da laje utilizando-se o CRFC do tipo FIB 300/50CFS (Tabela 6.8). O segundo tipo trata-se do reforço com lâminas de fibra de carbono aplicado na vertical em ranhuras longitudinais na laje utilizando-se o CRFC do tipo LAM 50/1.4CFS (Tabela 6.9).

O dimensionamento do reforço pode ser dividido em duas etapas. A primeira é a de determinação da deformação da fibra da laje a ser reforçada devido à atuação apenas de seu peso próprio e a segunda trata-se do dimensionamento da área do reforço calculada a partir do equilíbrio de forças na seção transversal.

Tabela 6. 8 - Dados do compósito FIB 300/50CFS (MASTER BRACE, 2016a)

MasterBrace FIB 300/50CFS	
ffu* (MPa)	3800
Ecfc (MPa)	227000
Espessura (mm)	0,165
Largura (mm)	500

Tabela 6. 9 - Dados do compósito LAM 50/1.4CFS (MASTER BRACE, 2016b)

MasterBrace LAM 50/1.4CFS	
ffu* (MPa)	3000
Ecfc (MPa)	165000
Espessura (mm)	1,4
Largura (mm)	50

6.8.1 Reforço com o CRFC do tipo FIB 300/50CFS

Admitindo-se que a peça esteja no domínio 2, aplicou-se o momento devido apenas ao peso próprio e, por meio de um processo interativo, determinou-se a posição da linha neutra. Esta encontra-se na região da capa da laje alveolar, como pode se ver pelos resultados mostrados na Tabela 6.10.

Tabela 6. 10 - Valores do processo de determinação da posição da linha neutra

Adimitindo LN na mesa		
μ =	0,052	
ξ =	0,122	
ψ =	0,652	
x =	3,42	cm
εc =	1,39	‰
Equação de compatibilidade		
εc =	1,39	‰
ERRO =	0,00	%

A força resultante nas cordoalhas de protensão da seção transversal devido ao peso próprio pode ser calculada a partir da relação entre o momento solicitante devido ao peso próprio e a distância entre as resultantes de compressão e tração na seção transversal, isto é:

$$z = d - 0{,}4x = 28 - 0{,}4\ x\ 3{,}42 = 26{,}63cm$$

$$\mathrm{R_{pd}} = \frac{M_{sd,o}}{z} = \frac{86{,}65}{0{,}2663} = 325{,}38kN$$

Logo, a tensão e a deformação na seção transversal das cordoalhas protendidas valem:

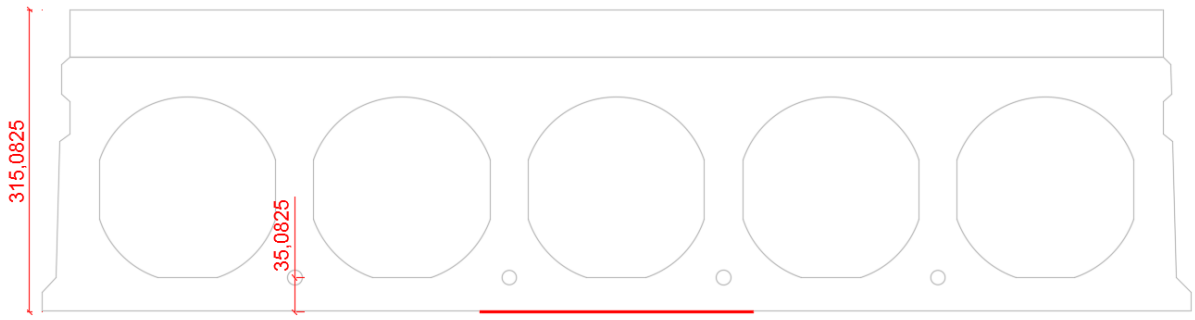
$$\sigma_{pd,o} = \frac{R_{pd}}{A_p} = \frac{325{,}38}{3{,}96} = 82{,}17\ kN/cm^2$$

$$\varepsilon_{pd,o} = \frac{\sigma_{pd,o}}{E_{p,\theta}} = \frac{82{,}17}{17987{,}71} = 4{,}57‰$$

Assim, pode-se obter a deformação na fibra inferior da laje alveolar, na qual será colado o reforço, devido à atuação do peso próprio. Para realizar esse cálculo estimou-se a espessura da fibra e que inicialmente o reforço seria relizado em uma única

camada de modo a estimar o valor da altura efetiva referente à fibra de carbono ($d_{cfc} = 31{,}50825\ cm$), como mostrado na Figura 6.11.

Figura 6. 11 - Representação do modelo de reforço com o CRFC do tipo FIB 300/50CFS (mm)



$$\varepsilon_{cfc,bi} = \varepsilon_{sd,o}\frac{d_{cfc} - x}{d - x}$$

$$\varepsilon_{cfc,bi} = 4{,}57\ x\ \frac{31{,}50825 - 3{,}50}{28 - 3{,}50}$$

$$\varepsilon_{cfc,bi} = 5{,}22‰$$

Na próxima etapa do dimensionamento, a área do reforço é calculada a partir do equilíbrio de forças na seção transversal. Para isso, admite-se, inicialmente, que a seção transversal reforçada encontra-se na fronteira dos domínios 2 e 3, isto é, $\varepsilon_p = 10‰$ e $\varepsilon_c = 3{,}5‰$. Com isso, determina-se a altura da linha neutra.

$$x = \varepsilon_c\frac{d}{\varepsilon_p + \varepsilon_c} = 3{,}5\ x\ \frac{28}{10 + 3{,}5} = 7{,}26\ cm$$

Nessa situação, a força resultante no concreto e no aço valem:

$$F_c = 0{,}85 f_{cd} 0{,}8 x b_w = 0{,}85\ x\ \frac{25000}{1{,}4}\ x\ 0{,}8\ x\ 0{,}0726\ x\ 1{,}2 = 881{,}57 kN$$

$$F_p = f_{pyd,\theta} A_p = \frac{136{,}71}{1{,}15}\ x\ 3{,}96 = 470{,}76 kN$$

Por meio da equação de equilíbrio de momento fletor em relação à posição das cordoalhas, como pode ser visto na Figura 6.12, tem-se:

$$M_{d,REF} = 132{,}17\ kNm$$

$$M_p = 0 kNm$$

$$z = d - 0{,}4x = 28 - 0{,}4\ x\ 7{,}26 = 25{,}10\ cm$$

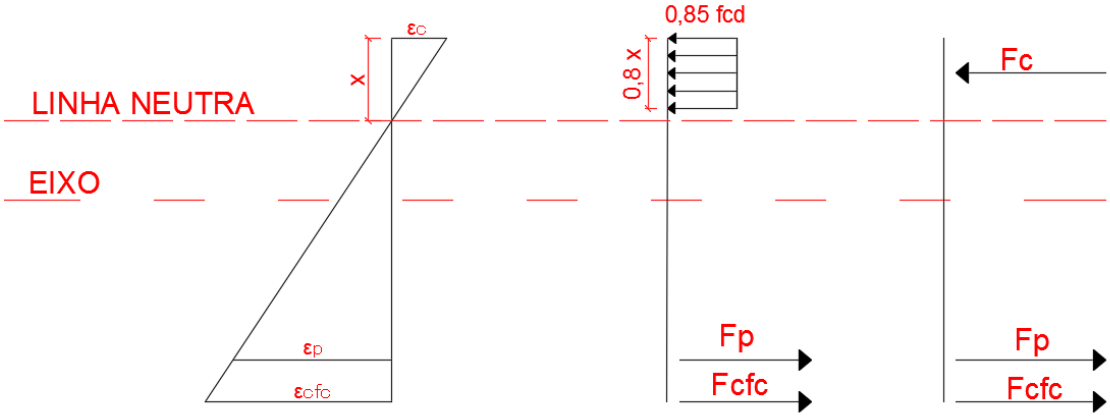
$M_c = F_c z = 881{,}57\ x\ 0{,}251 = 221{,}27\ kNm$

$M_{d,REF} = M_c + M_s + M_{cfc}$

$132{,}17 = 221{,}27 + 0 + M_{cfc}$

$M_{cfc} = -89{,}10\ kNm$

Figura 6. 12 - Representação das forças na seção equilibrada



Para $d'_{fc} = 3{,}50825cm$, aplicando a consideração de uma camada para a fibra de carbono escolhida, tem-se:

$$F_{cfc} = \frac{M_{cfc}}{d'_{cfc}} = \frac{-89{,}10}{0{,}0350825} = -2539{,}73kN$$

A seção transversal deve estar equilibrada, logo pode-se realizar o equilíbrio de momento fletor em relação à qualquer fibra da seção transversal. Tomando agora o equilíbrio em relação ao ponto de aplicação da força resultante de compressão do concreto, tem-se:

$M_{d,REF} = 132{,}17kNm$

$M_c = 0kNm$

$M_p = F_p z = 470{,}76\ x\ 0{,}251 = 118{,}16\ kNm$

$M_{d,REF} = M_c + M_s + M_{cfc}$

$132{,}17 = 0 + 118{,}16 + M_{cfc}$

$M_{cfc} = 14{,}01\ kNm$

$d''_{cfc} = d'_{cfc} + z = 3{,}51 + 25{,}10 = 28{,}61\ cm$

$$F_{cfc} = \frac{M_{cfc}}{d'_{cfc}} = \frac{14{,}01}{0{,}2861} = 48{,}97\ kN$$

Nota-se que a força resultante obtida para o CRFC (F_{cfc}) foi diferente em ambos as equações de equilíbrio de momento, o que mostra que a seção não está equilibrada. Dessa forma, deve-se escolher novo valor para a altura da linha neutra e repetir os cálculos. Atribuindo $x = 5{,}08\ cm$ para a linha neutra e buscando o equilíbrio na seção, obtem-se:

Tabela 6. 11 - Valores do processo de determinação da posição da linha neutra

Adimitindo LN na mesa		
μ =	0,079	
ξ =	0,183	
ψ =	0,681	
x =	5,08	cm
εc =	1,47	‰

$$F_c = 0{,}85\,\Psi f_{cd} 0{,}8 x b_w = 0{,}85\ x\ 0{,}681 x\ \frac{25000}{1{,}4}\ x\ 0{,}8\ x\ 0{,}0508\ x\ 1{,}2 = 504{,}04 kN$$

$$F_p = f_{pyd,\theta} A_p = \frac{136{,}71}{1{,}15}\ x\ 3{,}96 = 470{,}77 kN$$

Por meio da equação de equilíbrio de momento fletor em relação à posição das cordoalhas, como pode ser visto na Figura 6.12, tem-se:

$$M_{d,REF} = 132{,}17\ kNm$$

$$M_p = 0\ kNm$$

$$z = d - 0{,}4x = 28 - 0{,}4\ x\ 5{,}08 = 25{,}97 cm$$

$$M_c = F_c z = 504{,}04\ x\ 0{,}2597 = 130{,}99\ kNm$$

$$M_{d,REF} = M_c + M_s + M_{cfc}$$

$$132{,}17 = 130{,}99 + 0 + M_{cfc}$$

$$M_{cfc} = 1{,}18\ kNm$$

Para $d'_{cfc} = 3{,}50825 cm$, e aplicando a consideração de uma camada para a fibra de carbono escolhida, tem-se:

$$F_{cfc} = \frac{M_{cfc}}{d'_{cfc}} = \frac{1{,}18}{0{,}0350825} = 33{,}65\ kN$$

A seção transversal deve estar equilibrada, logo pode-se realizar o equilíbrio de momento fletor em relação à qualquer fibra da seção transversal. Tomando agora o equilíbrio em relação ao ponto de aplicação da força resultante de compressão do concreto, tem-se:

$M_{d,REF} = 132{,}17\ kNm$

$M_c = 0\ kNm$

$M_p = F_p z = 470{,}77\ x\ 0{,}2597 = 122{,}25\ kNm$

$M_{d,REF} = M_c + M_s + M_{cfc}$

$132{,}17 = 0 + 122{,}25 + M_{cfc}$

$M_{cfc} = 9{,}92 kNm$

$d''_{cfc} = d'_{cfc} + z = 3{,}51 + 25{,}97 = 29{,}48\ cm$

$$F_{cfc} = \frac{M_{cfc}}{d'_{cfc}} = \frac{9{,}92}{0{,}2948} = 33{,}65 kN$$

Como a força no compósito de fibra de carbono obtida foi a mesma em ambos os equlibrios de momento, a seção encontra-se equilibrida. A deformação no compósito vale:

$$\sigma_p = \frac{F_p}{A_p} = \frac{470{,}77}{3{,}96} = 118{,}88\ kN/cm^2$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{118{,}88}{17987{,}71} = 6{,}61\ ‰$$

$$\varepsilon_{cfc,b} = \varepsilon_p \frac{d_{cfc} - x}{d - x} = 6{,}61\ x\ \frac{31{,}51 - 5{,}08}{28 - 5{,}08} = 7{,}62‰$$

Sabendo que:

$\varepsilon_{cfc} = \varepsilon_{cfc,b} - \varepsilon_{cfc,bi} \leq \varepsilon_{fd}$

$$\varepsilon_{fd} = \psi_f \frac{f_{fu} C_e}{E_{cfc}} = 0{,}85\ x\ \frac{3800\ x\ 0{,}95}{227000} = 13{,}52‰$$

$\varepsilon_{cfc} = \varepsilon_{cfc,b} - \varepsilon_{cfc,bi} = 7{,}62 - 5{,}22 = 2{,}40‰$

Obtem-se que $\varepsilon_{cfc} \leq \varepsilon_{fd}$. Assim:

$$\sigma_{cfc} = \varepsilon_{cfc} E_{cfc} = \frac{2{,}40}{1000}\ x\ 22700 = 54{,}49\ kN/cm^2$$

$$A_{cfc} = \frac{F_{cfc}}{\sigma_{cfc}} = \frac{33{,}65}{54{,}49} = 0{,}62 cm^2$$

A espessura da fibra de carbono FIB 300/50CFS é fixada em 0,165 mm e a largura máxima de uma lâmina é de 500 mm. A largura necessária resultante do dimensionamento é de aproximadamente 380 mm para uma camada, logo emprega-se uma faixa de 500 mm de largura disposta no eixo da laje e colada na face inferior.

O momento fletor resistente da laje alveolar reforçada com o compósito de fibra de carbono pode ser calculado a partir da linha neutra determinada da seção reforçada em equlíbrio, isto é:

$$M_r = \sigma_p A_P (d - 0{,}4x) + \sigma_{cfc} A_{cfc} (d_f - 0{,}4x)$$

$$M_r = 118{,}88\ x\ 3{,}96\ x\ (0{,}28 - 0{,}4\ x\ 0{,}0508) + 54{,}49\ x\ 0{,}83\ x\ (0{,}3151 - 0{,}4x0{,}0508)$$

$$M_r = 135{,}50\ kNm$$

O cálculo do reforço com fibras de carbono também pode ser feito como recomendado pelo ACI 440.2R (ACI, 2008), pressupondo que a falha do sistema de reforço à fexão pode se dar pelo esmagamento do concreto, pela ruptura da cordoalha de protensão ou pela ruptura da aderência do CRFC ao substrato. A deformação no CRFC para a laje em serviço vale:

$$\varepsilon_c = x \frac{\varepsilon_p}{d - x} = 5{,}08\ x \frac{6{,}61}{28 - 5{,}08} = 1{,}47\ ‰$$

$$\varepsilon_{cfc} = \varepsilon_c \left(\frac{d_f - x}{x} \right) - \varepsilon_{cfc,bi} \leq \varepsilon_{fd}$$

$$\varepsilon_{cfc} = 1{,}47\ x \left(\frac{31{,}51 - 5{,}08}{3{,}38} \right) - 5{,}22$$

$$\varepsilon_{cfc} = 2{,}40‰$$

$$\varepsilon_{fd} = \frac{f_{fu}}{E_f} \psi_f$$

$$f_{fu} = f_{fu}^* C_e$$

$$f_{fu} = 380\ x\ 0{,}95 = 361\ kN/cm^2$$

$$\varepsilon_{fd} = \frac{361}{22700}\ x\ 0{,}85 = 13{,}52‰$$

$$\varepsilon_{cfc} \leq \varepsilon_{fd}$$

Assim, seguindo as recomendações do ACI 440.2R (ACI, 2008), pode-se calcular a posição da linha neutra após o reforço, uma vez que a falha não ocorre pela ruptura do CRFC. O ACI 318 (ACI, 2005) apresenta os valores de $\alpha_1 = 0{,}85$ e $\beta_1 = 0{,}85$ para o caso em questão.

$$x = \frac{A_p\sigma_p + A_f\sigma_{cfc}}{\alpha_1 f_{cd,\theta}\beta_1 b}$$

$$x = \frac{3{,}96\ x\ 118{,}88 + 0{,}83\ x\ 54{,}49}{0{,}85x\frac{2{,}5}{1{,}4}\ x\ 0{,}85\ x\ 120} = 3{,}33\ cm$$

Segundo o ACI 440.2R (ACI, 2008), o momento resistente da seção reforçada pode ser calculado pela equação abaixo:

$$M_r = A_p\sigma_p\left(d_p - \frac{\beta_1 x}{2}\right) + \psi_f A_f \sigma_{cfc}\left(d_f - \frac{\beta_1 x}{2}\right)$$

$$M_r = 3{,}96\ x\ 118{,}88\ x\ \left(28 - \frac{0{,}85\ x\ 3{,}33}{2}\right) + 0{,}85\ x\ 0{,}83\ x\ 54{,}49\ x\left(31{,}51 - \frac{0{,}85\ x\ 3{,}33}{2}\right)$$

$$M_r = 136{,}7\ kNm$$

Este valor é 0,85% diferente do valor obtido anteriormente pelo método interativo do equilírio. No entanto, o método do ACI 440.2R (ACI, 2008) apresenta a vantagem de apresentar critério para verificação do comportamento do reforço com fibra de carbono sob efeitos de fluência e fadiga. Assim, tem-se que:

$$f_{f,s} \leq 0{,}55 f_{fu}$$

$$f_{f,s} \leq 0{,}55\ x\ 361$$

$$f_{f,s} \leq 198{,}6\ kN/cm^2$$

A tensão no CRFC vale:

$$f_{f,s} = \left(\frac{E_f}{E_c}\right)\frac{M_s y_b}{I} = \left(\frac{22700}{3200}\right) x\ \frac{9575{,}36\ x\ 17{,}4}{10050724} = 0{,}1\ kN/cm^2$$

Portanto, a tensão limite para evitar a ruptura por fluência, recomendada ACI 440.2R (ACI, 2008), foi atendida para a laje alveolar analisada.

6.8.2 Reforço com o CRFC do tipo LAM 50/1.4CFS

Adimitindo-se que a peça esteja no domínio 2 aplicou-se o momento decorrente apenas do peso proprío e por meio de um processo interativo determiou-se a posição da linha neutra, essa que se encontra na região da capa da laje alveolar, como pode se ver nos da Tabela 6.10 do item 6.8.1.

A força resultante nas cordoalhas de protensão da seção transversal devido ao peso próprio pode ser cálcula a partir do relação entre o momento solicitante devido ao peso proprío e a distância entre as resultantes de compressão e tração na seção transversal.

$$z = d - 0{,}4x = 28 - 0{,}4\ x\ 3{,}42 = 26{,}63cm$$

$$\mathrm{R_{pd}} = \frac{M_{sd,o}}{z} = \frac{86{,}65}{0{,}2663} = 325{,}38kN$$

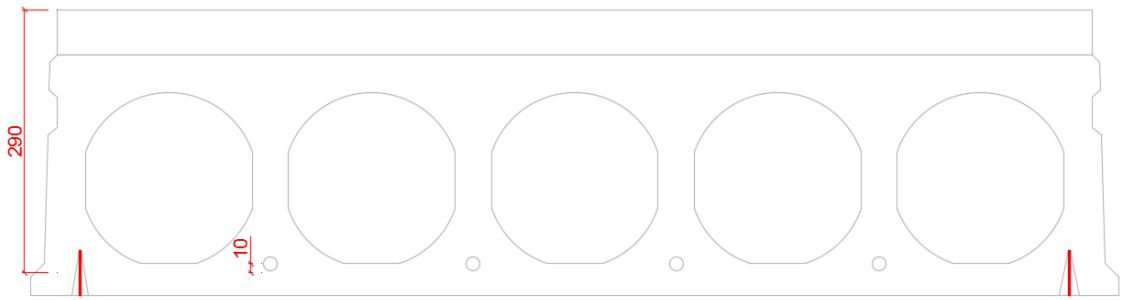
Logo, a deformação da seção transversal no nível das cordoalhas protendidas vale:

$$\sigma_{pd,o} = \frac{R_{pd}}{A_p} = \frac{325{,}38}{3{,}96} = 82{,}17\ kN/cm^2$$

$$\varepsilon_{pd,o} = \frac{\sigma_{pd,o}}{E_{p,\theta}} = \frac{82{,}17}{179877{,}10} = 4{,}57‰$$

Assim, pode-se obter a deformação na fibra de carbono devido à atuação do peso próprio. Para realizar esse cálculo determinou-se a espessura da fibra empregada e que inicialmente o reforço seria relizado por meio de ranhuras, conforme mostrado na Figura 6.13, para que fosse possivel estimar o valor da altura efetiva referente a fibra de carbono ($d_{cfc} = 29\ cm$).

Figura 6. 13 - Representação do modelo de reforço com a LAM 50/1.4CFS (mm)



$$\varepsilon_{cfc,bi} = \varepsilon_{sd,o} \frac{d_{cfc} - x}{d - x}$$

$$\varepsilon_{cfc,bi} = 4{,}57\ x\ \frac{29 - 3{,}42}{28 - 3{,}42}$$

$$\varepsilon_{cfc,bi} = 4{,}75‰$$

Na próxima etapa do dimensionamento, a área do reforço é calculada a partir do equilíbrio de forças na seção transversal. Para isso, admite-se inicialmente que a seção transversal reforçada encontra-se na fronteira dos domínios 2 e 3, isto é, $\varepsilon_p = 10‰$ e $\varepsilon_c = 3{,}5‰$. Com isso, determina-se que a altura da linha neutra.

$$x = \varepsilon_c \frac{d}{\varepsilon_p + \varepsilon_c} = 3{,}5\ x\ \frac{28}{10 + 3{,}5} = 7{,}26cm$$

Nessa situação, a força resultante no concreto e no aço valem:

$$F_c = 0{,}85 f_{cd} 0{,}8 x b_w = 0{,}85\ x\ \frac{25000}{1{,}4}\ x\ 0{,}8\ x\ 0{,}0726\ x\ 1{,}2 = 1057{,}89kN$$

$$F_p = f_{pyd,\theta} A_p = \frac{136{,}71}{1{,}15}\ x\ 3{,}96 = 470{,}77kN$$

Por meio da equação de equilíbrio de momento fletor em relação à posição das cordoalhas, como pode ser visto na Figura 6.12, tem-se:

$$M_{d,REF} = 132{,}17\ kNm$$

$$M_p = 118{,}15\ kNm$$

$$z = d - 0{,}4x = 28 - 0{,}4\ x\ 7{,}26 = 25{,}10\ cm$$

$$M_c = F_c z = 1057{,}89\ x\ 0{,}251 = 265{,}49\ kNm$$

$$M_{d,REF} = M_c + M_s + M_{cfc}$$

$$132{,}17 = 265{,}49 + 0 + M_{cfc}$$

$$M_{cfc} = -133{,}32\ kNm$$

Para um $d'_{fc} = 1{,}0cm$ (distância do centro de gravidade do reforço ao centro de gravidade da armadura) e aplicando a consideração de uma camada para a fibra de carbono escolhida.

$$F_{cfc} = \frac{M_{cfc}}{d'_{cfc}} = \frac{-133{,}32}{0{,}01} = -13331{,}94kN$$

A seção transversal deve estar equilibrada, logo pode-se realizar o equilíbrio de momento fletor em relação à qualquer fibra da seção transversal. Tomando o equilíbrio em relação ao ponto de aplicação da força resultante de compressão do concreto.

$M_{d,REF} = 132{,}17\ kNm$

$M_c = 0\ kNm$

$M_p = F_p z = 470{,}77\ x\ 0{,}251 = 118{,}15\ kNm$

$M_{d,REF} = M_c + M_s + M_{cfc}$

$132{,}17 = 0 + 118{,}15 + M_{cfc}$

$M_{cfc} = 14{,}02\ kNm$

$d''_{cfc} = d'_{cfc} + z = 1{,}0 + 25{,}10 = 26{,}10cm$

$$F_{cfc} = \frac{M_{cfc}}{d'_{cfc}} = \frac{14{,}02}{0{,}2610} = 53{,}72kN$$

Nota-se que a força resultante obtida para o CFC foi diferente em ambos as equações de equilíbrio de momento, o que mostra que a seção não está equilibrada. Dessa forma, deve-se escolher novo valor para a altura da linha neutra e repetir os cálculos. Atribuimos o valor ($x = 5{,}10cm$) para a linha neutra buscando o equilíbrio na seção, obtem-se:

Tabela 6. 12 - Valores do processo de determinação da posição da linha neutra

Adimitindo LN na mesa		
μ =	0,079	
ξ =	0,183	
ψ =	0,683	
x =	5,10	cm
εc =	1,47	‰

Nessa situação, a força resultante no concreto e no aço valem:

$$F_c = 0{,}85\ \Psi f_{cd} 0{,}8 x b_w = 0{,}85\ x\ 0{,}683\ x \frac{25000}{1{,}4} x\ 0{,}8\ x\ 0{,}051\ x\ 1{,}2 = 507{,}68\ kN$$

$$F_p = f_{pyd,\theta} A_p = \frac{136{,}72}{1{,}15}\ x\ 3{,}96 = 470{,}77\ kN$$

Por meio da equação de equilíbrio de momento fletor em relação à posição das cordoalhas, como pode ser visto na Figura 6.12, tem-se:

$M_{d,REF} = 132{,}17\ kNm$

$M_p = 0\ kNm$

$z = d - 0{,}4x = 28 - 0{,}4\ x\ 5{,}10 = 25{,}96\ cm$

$M_c = F_c z = 507{,}68\ x\ 0{,}2596 = 131{,}80\ kNm$

$M_{d,REF} = M_c + M_s + M_{cfc}$

$132{,}17 = 131{,}80 + 0 + M_{cfc}$

$M_{cfc} = 0{,}37\ kNm$

Para $d'_{cfc} = 1{,}0cm$ e aplicando a consideração o apresentado na Tabela 6.10 para a disposição do compósito fibra de carbono escolhida.

$$F_{cfc} = \frac{M_{cfc}}{d'_{cfc}} = \frac{0{,}37}{0{,}01} = 36{,}91kN$$

A seção transversal deve estar equilibrada, logo pode-se realizar o equilíbrio de momento fletor em relação à qualquer fibra da seção transversal. Tomando o equilíbrio em relação ao ponto de aplicação da força resultante de compressão do concreto.

$M_{d,REF} = 132{,}17\ kNm$

$M_c = 0\ kNm$

$M_p = F_p z = 470{,}77\ x\ 0{,}2596 = 122{,}22\ kNm$

$M_{d,REF} = M_c + M_s + M_{cfc}$

$132{,}17 = 0 + 122{,}22 + M_{cfc}$

$M_{cfc} = 9{,}95\ kNm$

$d''_{cfc} = d'_{cfc} + z = 1{,}0 + 25{,}96 = 26{,}96cm$

$$F_{cfc} = \frac{M_{cfc}}{d''_{cfc}} = \frac{9{,}95}{0{,}2696} = 36{,}91\ kN$$

Como ambos os esforços no compósito de fibra de carbono obtido foi o mesmo nas equações, destaca-se a situação ótima, dessa forma calcula-se a tensão no compósito por meio de sua deformação.

$$\sigma_p = \frac{F_p}{A_p} = \frac{470{,}77}{3{,}96} = 118{,}88\ kN/cm^2$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{118{,}88}{17987{,}71} = 6{,}61\ ‰$$

$$\varepsilon_{cfc,b} = \varepsilon_p \frac{d_{cfc} - x}{d - x} = 6{,}61\ x\ \frac{29 - 5{,}10}{28 - 5{,}10} = 6{,}90‰$$

Como,

$$\varepsilon_{cfc} = \varepsilon_{cfc,b} - \varepsilon_{cfc,bi} \leq \varepsilon_{fd}$$

$$\varepsilon_{fd} = \psi_f \frac{f_{fu} C_e}{E_{cfc}} = 0{,}85\ x\ \frac{3000\ x\ 0{,}95}{165000} = 14{,}68‰$$

$$\varepsilon_{cfc} = \varepsilon_{cfc,b} - \varepsilon_{cfc,bi} = 6{,}90 - 4{,}75 = 2{,}14‰$$

Temos,

$$\varepsilon_{cfc} \leq \varepsilon_{fd}$$

Assim,

$$\sigma_{cfc} = \varepsilon_{cfc} E_{cfc} = \frac{2{,}14}{1000}\ x\ 16500 = 35{,}37\ kN/cm^2$$

$$A_{cfc} = \frac{F_{cfc}}{\sigma_{cfc}} = \frac{36{,}91}{35{,}37} = 1{,}04\ cm^2$$

A área do CRFC do tipo LAM 50/1.4CFS é fixada em 0,70 cm² por lâmina do compósito, logo seria necessario utilizar duas lâminas para atender a área solicitada. Para que os esforços se distribuam de maneira homogênea, deve ser empregada duas lâminas do compósito dispostas de maneira simétrica, conforme mostra na Figura 6.12.

Logo, o momento resistente da laje alveolar reforçada com o compósito de fibra de carbono pode ser determinado a partir da linha neutra calculada com a área do reforço com fibra de carbono definida.

$$M_r = \sigma_p A_P (d - 0{,}4x) + \sigma_{cfc} A_{cfc} \left(d_f - 0{,}4x\right)$$

$$M_r = 118{,}88x3{,}96(0{,}28 - 0{,}4x0{,}0510) + 35{,}37x1{,}4(0{,}29 - 0{,}4x0{,}0510)$$

$$M_r = 135{,}6\ kNm$$

O cálculo do reforço com fibras de carbono pelo ACI 440-R2/2008 pressupondo a deformação de projeto efetiva para o reforço de CRFC no estado limite final para falha controlada por esmagamento de concreto, ou para falha controlada pela ruptura da

cordoalha de protenção, ou pela ruptura ou desunião do CRFC, que regula a falha de flexão da seção.

$$\varepsilon_c = x\frac{\varepsilon_p}{d-x} = 5{,}10\ x\frac{6{,}61}{28-5{,}10} = 1{,}47\ ‰$$

$$\varepsilon_{cfc} = \varepsilon_c\left(\frac{d_f - x}{x}\right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd}$$

$$\varepsilon_{cfc} = 1{,}47x\left(\frac{29-5{,}10}{5{,}10}\right) - 4{,}75$$

$$\varepsilon_{cfc} = 2{,}14‰$$

$$\varepsilon_{fd} = \frac{f_{fu}}{E_f}\psi_f$$

$$f_{fu} = f_{fu}^{*}C_e$$

$$f_{fu} = 300x0{,}95 = 285kN/cm^2$$

$$\varepsilon_{fd} = \frac{285}{16500}\ x\ 0{,}85 = 14{,}68‰$$

$$\varepsilon_{cfc} \leq \varepsilon_{fd}$$

Seguindo as recomendações do ACI 440-R2/2008 realiza-se o cálculo da linha neutra pós reforço uma vez que a falha não ocorre pela ruptura ou a desunião do CRFC. O ACI 318/2005 apresenta os valores de $\alpha_1 = 0{,}85$ e $\beta_1 = 0{,}85$ para o caso em questão.

$$x = \frac{A_p\sigma_p + A_f\sigma_{cfc}}{\alpha_1 f_{cd,\theta}\beta_1 b}$$

$$x = \frac{3{,}96\ x\ 118{,}88 + 2{,}80\ x\ 35{,}37}{0{,}85\ x\frac{2{,}50}{1{,}4}\ x\ 0{,}85\ x\ 120} = 3{,}68\ cm$$

Sendo determinado o reforço, é possivel calcular o momento da seção reforçada. Segundo o ACI 440-R2/2008 o momento resistente da seção reforçada pode ser calculado pela equação abaixo.

$$M_r = A_p\sigma_p\left(d_p - \frac{\beta_1 x}{2}\right) + \psi_f A_f\sigma_{cfc}\left(d_f - \frac{\beta_1 x}{2}\right)$$

$$M_r = 3{,}96\ x\ 118{,}88\ x\left(28 - \frac{0{,}85\ x\ 3{,}68}{2}\right) + 0{,}85\ x\ 1{,}4\ x\ 35{,}37\ x\left(29 - \frac{0{,}85\ x\ 3{,}68}{2}\right)$$

$$M_r = 136{,}0\ kNm$$

Este valor é 0,32% diferente do valor obtido anteriormente pelo método interativo do equilírio.

Verificando o comportamento do reforço com fibra de carbono sob efeitos de fluência e fadiga.

$f_{f,s} \leq 0{,}55 f_{fu}$

$f_{f,s} \leq 0{,}55\ x\ 285$

$f_{f,s} \leq 156{,}8 kN/cm^2$

A tensão no CRFC vale:

$$f_{f,s} = \left(\frac{E_f}{E_c}\right)\frac{M_s y_b}{I} = \left(\frac{22700}{3200}\right) x \frac{9575{,}36\ x\ 17{,}4}{10050724} = 0{,}1\ kN/cm^2$$

Portanto, a tensão limite para evitar a ruptura por fluência, recomendada pelo ACI 440-R2/2008, fora atendida para a laje alveolar análisada.

CONCLUSÃO

Ao longo deste trabalho cumpriram-se os objetivos propostos inicialmente. Fora realizado um estudo em uma extensa bibliografia acerca do comportamento de lajes alveolares submetidas a situação de incêndio e sua recuperação, utilizando compósitos reforçados de fibra de carbono. Foram levantadas as propriedades termomecânicas dos materiais, assim como as curvas de incêndio normatizadas e as técnicas de dimensionamento de reforço com fibras de carbono em lajes alveolares.

Como forma de complementação dos conhecimentos, foi desenvolvido um exemplo de aplicação, no qual pôde-se empregar o conteúdo pesquisado. Nesse estudo de caso, buscou-se analisar o comportamento de uma laje alveolar em um determinado compartimento, após a ação de um incêndio parametrizado. Feita a verificação do desempenho dos materiais após ter sido submetida a um incêndio, foi dimensionado um reforço estrutural nas lajes alveolares utilizando compósitos de fibra de carbono.

O resultado da curva do incêndio paramétrico ficou abaixo das curvas padrão, sendo que a máxima temperatura obtida pela curva paramétrica ficou muito abaixo do patamar de temperatura das curvas padrão. Essa diferença nos mostra que as curvas padrão fornecem valores superestimados, já que estas não levam em consideração as características do ambiente. Por outro lado, a curva paramétrica pode ser tomada como o comportamento da curva real baseado nos estudos de Franssen (2000), como apresentado no item 2.5.

De forma geral, com o desenvolvimento do trabalho foi observado que, apesar da perda de resistência dos materiais após o incêndio, a laje alveolar pôde ser reforçada de forma satisfatória utilizando os dois métodos apresentados. O reforço com o CRFC embutido em ranhuras na laje (tipo LAM 50/1.4CFS) apresenta vantagens em relação ao reforço colado na face inferior da laje alveolar (tipo FIB 300/50CFS), pois o primeiro fica protegido contra futuros danos ou perda de desempenho, de forma que a temperatura tende a diminuir a medida que se fasta da face submetida ao incêndio. No entanto, o reforço com o CRFC embutido em ranhuras na laje pode gerar

problemas com relação a sua execução devido a posição das cordoalhas de aço estarem no mesmo nível em que se realiza as fissuras.

Os resultados obtidos não podem ser tomadas de forma genérica, haja visto que nesse trabalho foi realizado um exemplo de aplicação bem específico. Observando os gráficos da perda de resistência do aço e do concreto com o aumento da temperatura se conclui que para valores de temperatura acima de 500°C, a resistência da laje alveolar fica muito prejudicada, de forma que a sua recuperação tende a se torna inviável. Assim, concluisse que para o exemplo apresentado nesse trabalho, o reforço só se tornou possível pois a temperatura no nível das cordoalhas não ultrapassou 300°C.

Como sugestão para a realização de trabalhos futuros, recomenda-se que seja analisado o Estado de Limite de Serviço de uma laje alveolar após submetido a um incêndio, uma vez que neste trabalho foi verificado apenas o Estado Limite Último de flexão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 5628**: componentes construtivos estruturais: determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001a.

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 14323**: dimensionamento das estruturas de aço de edifício em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 1999.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 14432**: exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações. Rio de Janeiro, 2001b.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 148611**: Laje pré-fabricada - Painel alveolar de concreto protendido - Requisitos. Rio de Janeiro, 2002.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15200**: projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

ADORNO, F.V; DIAS, F.O.; SILVEIRA, J.C.O. **Recuperação e reforço de vigas de concreto armado**. Goiânia, 70p. Monografia (graduação). Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, 2015.

ALBUQUERQUE, G. B. M. L.; Silva, V.P.; KLEIN JÚNIOR, O.; FRANÇA, R. L. S. Determinação do Momento Fletor Resistente de Vigas de Concreto Armado em Situações de Incêndio: comparação entre métodos simplificados e avançados. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO**, 54. Maceió, 2012.

ALVA, G.M.S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. São Carlos, 277p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI 440.2R-08. **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures**. Farmington Hills, Michigan, 2008.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI 440.2R. **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures**. USA, 2001.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **Standard test methods for fire tests of building construction and materials**. ASTM E119. Philadelphia: ASTM, 2000. [ASTM E119-00].

ARAÚJO, C. A. M. - **Estudo de lajes alveolares pré-tracionadas com auxílio de programa computacional**. Florianópolis. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina, 2007.

ARCELOR MITTAL. **Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido.** Acessado em: 15 de junho de 2017. Disponível em: <http://longos.arcelormittal.com.br/pdf/produtos/construcao-civil/fios-cordoalhas/catalogo-fios-cordoalhas.pdf.>.

BASTOS, P. S. S. Universidade Estadual Paulista: **Concreto Protendido**. São Paulo 2015.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 1988.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. São Paulo, 724f. Tese (Doutorado em engenharia). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2008.

COSTA, C.N.; SILVA, V. P. Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL NATAU 2006 – INOVAÇÕES TECNOLÓGICAS E SUSTENTABILIDADE, 2006, São Paulo. **NATAU 2006**. São Paulo: NATAU/FAUUSUP, 2006d. 1 CD-ROM.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: Fundamento e aplicações**. São Carlos. EESC, 2000.

ELGABBAS, F.; EL-GHANDOUR, A.; ABDELRAHMAN, A.; El-DIEB, A. Different CFRP Strengthening Techniques for Prestressed Hollow Core Concrete Slabs: Experimental Study and Analytical Investigation. **ASCE, Journal of Composites for Construction**, Vol. 92, No. 2, PP. 401- 411, January 2010.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1991-1-2: **Eurocode 1**: actions on structures – part 1.2: general rules – actions on structures exposed to fire. Brusels: CEN, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1992-1-2: **Eurocode 2**: design of concrete structures – part 1.2: general rules – structural fire design. Brusels: CEN, 2004.

FEDÉRATION INTERNATIONALE DU BETON. FIB (CEB-FIB) **Commission on Prefabrication: Manual For The Design of Prestressed Hollow Core Floor Units**. Lausanne, 2000.

FERRARI, V.J. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho**. São Carlos. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007, 310p.

FERREIRA, M.A.; FERNANDES, N.S.; CA RVALHO, R.C.; ORTENZI, A. Avaliação de desempenho da resistência ao cisalhamento em lajes alveolares pré-fabricadas em concreto protendido. **Revista Concreto & Construções**. São Paulo, 2007, n.48, dez.

FRANSSEN, J.M. **Improvement Of The Parametric Fire Of Eurocode 1 Based On Experimental Test Results. Fire Safety Science**, Vol 6, pp 927-938. (2000)

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). **Fire-Resistance Tests – Elements of Building Construction – Part 1.1: General Requirements for Fire Resistance Testing**. ISO 834. Geneva: ISO/TC, 1990. [Revision of first edition (ISO 834:1975)]

MACHADO, ARI DE PAULA. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono.** São Paulo. Ed: Pini, 2002.

MASTER BRACE. **MasterBrace FIB 300/50 CFS: Tecido unidirecional em fibra de carbono de alta resistência para o Sistema Compósito de Reforço MasterBrace**. EUA, 2016a.

MASTER BRACE. **MasterBrace LAM 50/1.4 CFS: Compósitos de alta resistência de lâminas de fibra de carbono para o sistema de reforço estrutural MasterBrace**. Espanha, 2016b.

MELO, C. E. E. **Manual munte de projeto em pré-fabricados de concreto**. São Paulo. Pini, 2004.

PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (PCI). **Manual for the design of hollow core slabs**. Second Edition, Chicago, Illinois, 1998.

SANTOS, R. T. D. **Modelos numéricos de pilares mistos curtos de seção circulares de aço preenchidos com concreto em situação de incêndio.** São Paulo. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2009.

SÃO PAULO (Estado). **Decreto nº 20.811 de 11 de Março de 1983**. Aprova as especificações para instalações de proteção contra incêndios.

SECRETARIA DE SEGURANÇA PÚBLICA DE GOIÁS. Copo de Bombeiros Militar do Estado de Goiás. **Instrução Técnica n.° 8**: Resistência ao fogo dos elementos de construção. Goiás, 2014.

SECRETARIA DE SEGURANÇA PÚBLICA DE GOIÁS. Copo de Bombeiros Militar do Estado de Goiás. **Instrução Técnica n.° 14**: Carga de incêndio nas edificações e áreas de risco. Goiás, 2014.

SILVA, V. P. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. São Paulo. Zigurate, 2004. 170p.

SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**: conforme ABNT NBR 15200:2012. Ed. Blucher, 2012.

TATU. **Laje alveolar protendida.** 2008. Acessado em: 19 de novembro de 2016. Disponível em: <http://www.tatu.com.br/pdf_novo/lajes_alveolares.pdf >.

VARGAS, M. R.; SILVA, V. P. **Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço**: manual da construção em aço. Rio de Janeiro. Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2003.

YANG X; YAO Y; CHU Y; YANG T. **Study on the calculation method for flexural capacity of pre-stressed concrete hollow-core slabs strengthened with CFRP, Mechanics and Materials**, Vol 578-579, PP 1366-1369, Abril 2014.

ZAGO, C.S.; MORENO JUNIOR, A. L.; MARIN, M. C. **Considerações sobre o desempenho de estruturas de concreto pré-moldado em situação de incêndio.** Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 15, n. 1, p. 49-61, jan./mar. 2015.