

**UNIVERSIDADE DO EXTREMO SUL CATARINENSE - UNESC  
PÓS-GRADUAÇÃO ESPECIALIZAÇÃO EM ENGENHARIA DE SEGURANÇA DO  
TRABALHO**

**DANIEL DOS SANTOS**

**COMPARATIVO DE CUSTO DE UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO  
PARA FINS COMERCIAIS ATENDENDO OS REQUISITOS DA NBR 6118:2014 E  
AS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO DA NBR  
15200:2012.**

**CRICIÚMA**

**2015**

**DANIEL DOS SANTOS**

**COMPARATIVO DE CUSTO DE UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO PARA FINS COMERCIAIS ATENDENDO OS REQUISITOS DA NBR 6118:2014 E AS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO DA NBR 15200:2012.**

Monografia apresentada ao Setor de pós-graduação da Universidade do Extremo Sul Catarinense- UNESC, para a obtenção do título de especialista em Engenharia de Segurança do Trabalho.

Orientador: Prof. Dr. Bruno do Vale Silva

**CRICIÚMA**

**2015**

## **DEDICATÓRIA**

Dedico esse trabalho aos meus familiares, em especial a minha esposa, Daniela Santa Helena Matiola e a minha filha Laís Matiola dos Santos.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, pelo dom da vida.

Em especial a minha família, pelo incentivo, carinho e atenção.

A todos os professores do Curso de Engenharia de Segurança do trabalho que contribuíram com seus ensinamentos.

Aos colegas de curso, pessoas inesquecíveis.

Ao meu orientador, Professor Doutor Bruno do Vale Silva pela, dedicação e orientação.

Ao Professor Doutor Valdir Pignatta Silva, por responder aos questionamentos e por seus ensinamentos.

Ao engenheiro Alio Ernesto Kimura, da TQS Informática, pela disponibilidade e esclarecimentos sobre o sistema.

Por fim ao engenheiro Robson dos Santos Mendes, pela parceria e troca de conhecimentos.

**"O esforço é saudável e indispensável, mas  
sem os resultados não significa nada"**

**Paulo Coelho**

## RESUMO

Usualmente as estruturas de concreto armado são analisadas e dimensionadas para atender as solicitações decorrentes de ações permanentes e variáveis, como; peso próprio, peso dos elementos construtivos, imperfeições geométricas, empuxos, retração do concreto, carregamentos de uso, vento e outros. As ações excepcionais no caso dos incêndios, raramente são consideradas no dimensionamento das estruturas de concreto armado. A NBR 15200:2012, estabelece os preceitos necessários para verificação de segurança das estruturas de concreto em situação de incêndio, aplicados as estruturas de concreto projetadas de acordo com a NBR6118:2014. O presente trabalho tem por objetivo realizar um comparativo de custo do dimensionamento da estrutura de concreto armado, de um edifício comercial, atendendo os requisitos da NBR6118:2014 e as verificações de segurança em situação de incêndio segundo a NBR15200:2012.

**Palavras-chaves:** incêndio, dimensionamento, estruturas de concreto.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Curva temperatura - tempo de um incêndio real.....	18
Figura 2.2 - Curva padrão Temperatura - tempo (material celulósico).....	21
Figura 2.3 - Curva temperatura-tempo para hidrocarbonetos.....	23
Figura 4.1 - Fator de redução da resistência de concretos com agregados silicosos e calcários em função da temperatura.....	30
Figura 4.5 - Aspecto do diagrama tensão-deformação do concreto.....	32
Figura 4.6 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.....	35
Figura 4.7 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura.....	36
Figura 4.8 - Aspecto do diagrama tensão-deformação dos aços a altas temperaturas.....	39
Figura 7.1 - Distâncias $C_1$ e $C_{1\ell}$ .....	53
Figura 7.2 - Envoltória de momentos fletores.....	55
Figura 9.1 - Corte esquemático do edifício.....	74
Figura 9.2 - Arranjo estrutural do edifício.....	75
Figura 10.1 - Determinação do TRRF no sistema CAD/TQS.....	94
Figura 10.2 - Critérios para verificação em situação de incêndio.....	96
Figura 10.3 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas.....	97
Figura 10.4 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas e vigas contínuas ou de pórtico.....	101
Figura 10.5 - Pilares externos com $b >$ que a largura das alvenarias.....	111
Figura 10.6 - Critérios de verificação de incêndio.....	114
Figura 10.7 - Redistribuição dos esforços - Diagrama de momento fletor e força cortante.....	127
Figura 11.1 - Gráfico dos quantitativos dos materiais do Projeto 1 e Projeto 2...	136
Figura 11.2 - Gráfico do orçamento de custo dos materiais do Projeto 1 e Projeto 2.....	137

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Temperaturas de acordo com a curva padrão ISO 834.....	20
Tabela 2.2 - Temperaturas de acordo com Eurocode 1 (2002) - Hidrocarboneto.....	22
Tabela 3.1 - IN001/DAT/CBMSC - Art. 127. Exigências em edificações Comerciais.....	27
Tabela 4.1 - Efeitos térmicos sobre o concreto submetido a temperaturas elevadas.....	29
Tabela 4.2 - Valores das relações $K_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2.000 Kg/m <sup>3</sup> a 2.800 Kg / m <sup>3</sup> preparados com agregados predominantemente silicoso.....	30
Tabela 4.3 - Valores das relações $K_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2.000 Kg/m <sup>3</sup> a 2.800 Kg / m <sup>3</sup> preparados com agregados predominantemente calcários.....	31
Tabela 4.4 – Deformação específica do concreto em função da temperatura elevada.....	32
Tabela 4.5 – Valores das relações $k_{s,\theta} = f_{yk,\theta} / f_{yk}$ e $K_{Es,\theta} = E_{s,\theta} / E_s$ para aços de armadura passiva.....	37
Tabela 4.6 - Valores da relação $k_{p\theta} = f_{pk,\theta} / f_{yk}$ para aços de armadura passiva.....	39
Tabela 5.1 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes nas combinações excepcionais.....	43
Tabela 5.2 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações variáveis nas combinações excepcionais.....	43
Tabela 5.3 - Valores dos fatores de combinação ( $\psi_0$ ) e de redução ( $\psi_1$ e $\psi_2$ ) para as ações variáveis.....	44
Tabela 6.1 - Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos.....	46
Tabela 6.2 - Classificação das edificações quanto à sua ocupação.....	47
Tabela 7.1 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas.....	54
Tabela 7.2 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos...	54
Tabela 7.3 – Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas.....	57
Tabela 7.4 – Dimensões mínimas para lajes contínuas.....	57
Tabela 7.5 – Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo	58

Tabela 7.6 – Dimensões mínimas para pilares-parede.....	59
Tabela 7.7 – Dimensões mínimas para pilares.....	61
Tabela 7.8 – Dimensões mínimas para pilares.....	62
Tabela 7.9 – Dimensões mínimas para pilares.....	63
Tabela 7.10 – Dimensões mínimas para pilares.....	64
Tabela 7.11 – Dimensões mínimas para pilares.....	65
Tabela 7.12 – Dimensões mínimas para pilares.....	66
Tabela 7.13 – Dimensões mínimas para pilares.....	67
Tabela 7.14 – Dimensões mínimas para pilares.....	68
Tabela 7.15 – Dimensões mínimas para pilares.....	69
Tabela 9.1 - Dados dos pavimentos.....	74
Tabela 9.2 - Classes de agressividade ambiental (CCA).....	76
Tabela 9.3 - Cobrimentos mínimos adotados.....	77
Tabela 9.4 - Valores do coeficiente adicional $\gamma_n$ para pilares e pilares-parede.	77
Tabela 9.5 - Dados das seções transversais dos pilares do pavimento térreo até a laje de cobertura.....	78
Tabela 9.6 - Dados das seções transversais das vigas.....	79
Tabela 9.7 - Espessuras das lajes.....	80
Tabela 9.8 - Cargas verticais de projeto.....	84
Tabela 9.9 - Fatores de redução das cargas acidentais por piso adotados em projeto.....	84
Tabela 9.10 - Parâmetros adotados na determinação das forças de vento.....	85
Tabela 9.11 - Pressão média de vento por direção.....	86
Tabela 9.12 - Parâmetro de estabilidade (Gama Z) para os carregamentos simples de vento.....	86
Tabela 9.13 - Deslocamentos máximos da estrutura.....	87
Tabela 9.14 - Deslocamentos máximos entre pavimentos.....	88
Tabela 9.15 - Efeitos globais de segunda ordem.....	88
Tabela 9.16 - Resumo estrutural dos elementos do Projeto 1.....	89
Tabela 9.17 - Resumo estrutural global do Projeto 1.....	91
Tabela 9.18 - Índices médios Projeto 1.....	91
Tabela 9.19 - Orçamento de custo da estrutura do Projeto 1.....	92
Tabela 10.1 - Resultado da verificação das lajes por pavimento.....	98

Tabela 10.2 - Resultado da verificação das vigas por pavimento.....	102
Tabela 10.3 - Valores de $b_{min}$ interpolados.....	106
Tabela 10.4 - Resultado da verificação 2 - vigas por pavimento.....	107
Tabela 10.5 - resultados da verificação dos pilares por pavimento.....	116
Tabela 10.6 - Dados de cálculo dos pilares ( Método tabular geral).....	120
Tabela 10.7 - $e_{max}$ dos pilares em função de $b$ (Método tabular geral).....	120
Tabela 10.8 - Agrupamento dos pilares pelo $e_{max}$ e esbeltez $\lambda_{fi}$ .....	121
Tabela 10.9 - Comparativo da dimensão $b$ dos pilares e $b_{min}$ (Método tabular geral).....	125
Tabela 10.10 - Dados de cálculo dos pilares com $b = 250$ mm, $h=400$ mm e $A_s / A_c = 0,02$ (método tabular geral).....	126
Tabela 10.11 - $e_{max}$ dos pilares em função da nova dimensão $b = 250$ mm (método tabular geral).....	126
Tabela 10.12 - Agrupamento dos pilares pelo $e_{max}$ .....	126
Tabela 10.13 - Resumo estrutural dos elementos - Projeto 2.....	132
Tabela 10.14 - Resumo estrutural global do Projeto 2.....	134
Tabela 10.15 - Índices médios Projeto 2.....	134
Tabela 10.16 - Orçamento de custo da estrutura do Projeto 2.....	135
Tabela 11.1 - Percentual de variação dos quantitativos.....	135
Tabela 11.2 - Variação de custo entre o Projeto 1 e o Projeto 2.....	136

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\theta_{g0}$	Temperatura dos gases no instante $t = 0$ , admite-se normalmente 20 °C
$\theta_g$	Temperatura dos gases no ambiente em chamas (°C)
$t$	Tempo (min)
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente
$f_{c,\theta}$	Resistência à compressão do concreto na temperatura $\theta$
$f_{cd,\theta}$	Resistência de cálculo do concreto à compressão na temperatura $\theta$
$f_{ck,\theta}$	Resistência característica à compressão do concreto na temperatura $\theta$
$f_{yk}$	Resistência característica ao escoamento do aço de armadura passiva à temperatura ambiente
$f_{yd,\theta}$	Resistência de cálculo do aço de armadura passiva ao escoamento na temperatura $\theta$
$f_{yk,\theta}$	Resistência característica ao escoamento do aço de armadura passiva na temperatura $\theta$
$f_{p,\theta}$	Resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço, a uma temperatura $\theta$
$K_{c,\theta}$	Fator de redução da resistência do concreto à compressão na temperatura $\theta$
$K_{p,\theta}$	Redutor do limite de proporcionalidade
$S_d$	Valor de cálculo do esforço atuante
$R_d$	Valor de cálculo correspondente ao esforço resistente
$S_{d,\bar{f}}$	Solicitações de cálculo em situação de incêndio
$F_d$	Valor de cálculo da ação
$F_{G_i,k}$	Valor característico das ações permanentes
$F_{Q_{exc}}$	Valor da ação transitória excepcional
$F_{Q_j,k}$	Valor característico da ação variável
$\gamma_{gi}$	Coefficiente de ponderação das ações permanentes
$\gamma_q$	Coefficiente de ponderação das ações variáveis
$\Psi_{0j,fe}$	Fator de combinação efetivo utilizado para determinação dos valores reduzidos das ações variáveis

$\sigma_{c,\theta}$	Valor da tensão à compressão do concreto à temperatura elevada $\theta$ , expresso em MPa
$\varepsilon_{c,\theta}$	Deformação linear específica correspondente do concreto à temperatura elevada $\theta$ (adimensional)
$\varepsilon_{c1,\theta}$	Deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura elevada $\theta$ (adimensional)
$\varepsilon_{cu,\theta}$	Deformação linear específica última do concreto à temperatura elevada $\theta$ (adimensional)
$\ell$	Comprimento da peça de concreto de densidade normal a 20 °C
$\Delta\ell$	Alongamento do elemento de concreto de densidade normal e a temperatura pode ser considerada constante
$\ell_{ef}$	Comprimento efetivo do vão da viga ou o comprimento equivalente do pilar
$\ell_{ef,fi}$	Comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço a 20 °C
$E_{s,\theta}$	Módulo de elasticidade da armadura passiva à temperatura ambiente
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva à temperatura ambiente
$E_{s,\theta}$	Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva na temperatura $\theta$
$K_{E_s,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura $\theta$
$A_s$	Área total da seção das barras de aço
$A_{s,calc}$	Área da armadura necessária
$A_c$	Área da seção de concreto
$A_{s,ef}$	Área da armadura detalhada
$A_{si}$	Área da armadura da barra $i$
$b_{min}$	Dimensão mínima do elemento
$b$	Menor dimensão da seção transversal de um elemento
$h$	É a dimensão ou altura da seção transversal de um elemento
$\Delta c_1$	Redução do cobrimento $c_1$ em (mm)
$c_1$	Distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo
$c_{1\ell}$	Distância entre o eixo da armadura longitudinal de canto em seção de viga e a face lateral do concreto

$c_{1m}$	Distância média à face do concreto para armaduras de vigas dispostas em camadas
$c_{1vi}$	Distância da barra $i$ , de área $A_{si}$ , ao fundo da viga
$c_{1hi}$	Distância da barra $i$ , de área $A_{si}$ , à face lateral mais próxima
$c_{1mín}$	Distância mínima entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo
$c_{1m}$	Distância média à face do concreto para armaduras de vigas dispostas em camadas
$x$	Distância entre a linha de centro do apoio e a seção considerada
$\mu_{fi}$	Relação entre os esforços solicitantes de cálculo em situação de incêndio e os esforços resistentes de cálculo à temperatura ambiente
$N_{Sd,fi}$	Valor de cálculo da força axial de compressão em situação do incêndio
$N_{Rd}$	Valor de cálculo da força normal resistente do pilar calculado de acordo com ABNT NBR 6118 com $\gamma_m$ à temperatura ambiente, incluindo os efeitos da não linearidade geométrica (2ª ordem) e desconsiderados os efeitos das forças decorrentes do vento.
$M_{Sd,fi}$	Valor de cálculo do momento fletor de 1ª ordem em situação de incêndio
$\omega$	Taxa mecânica de armadura
$e$	Excentricidade de primeira ordem em situação de incêndio
$e_{máx}$	Máximo valor da excentricidade
$\lambda_{fi}$	Esbeltez em situação de incêndio
$r$	Raio de giração
$I$	Momento de inércia da seção de concreto
$\gamma_g$	Coeficiente de ponderação das ações permanentes
$\gamma_m$	Coeficiente de ponderação das resistências
$\gamma_q$	Coeficiente de ponderação das ações variáveis
$\gamma_z$	Parâmetro de estabilidade global conforme a NBR 6118:2014
$\psi_{2j}$	Fator de redução de combinação quase permanente para ELS
$\ell_y$	Maior dimensão em planta da laje
$\ell_x$	Menor dimensão em planta da laje
TRF	Tempo de resistência ao fogo
TRRF	Tempo requerido de resistência ao fogo

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>15</b>
1.1 TEMA.....	15
1.2 QUESTÃO DA PESQUISA.....	15
1.3 JUSTIFICATIVA.....	16
1.4 OBJETIVOS.....	16
1.4.1 Objetivo geral.....	16
1.4.2 Objetivos específicos.....	16
<b>2 O INCÊNDIO.....</b>	<b>17</b>
2.1 INCÊNDIO NATURAL.....	17
2.2 INCÊNDIO PADRÃO.....	19
<b>3 SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO.....</b>	<b>23</b>
3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	23
3.2 LEGISLAÇÃO E NORMATIZAÇÃO BRASILEIRA.....	24
3.3 LEGISLAÇÃO DO ESTADO DE SANTA CATARINA.....	26
<b>4 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS ESTRUTURAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....</b>	<b>28</b>
4.1 CONCRETO ARMADO.....	28
4.2 PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DO CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	29
4.3 PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DO AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	34
4.4 VALOR DE CÁLCULO DAS RESISTÊNCIAS.....	40
<b>5 AÇÕES E SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....</b>	<b>40</b>
5.1 AÇÕES E SEGURANÇA SEGUNDO NBR 8681:2003.....	40
5.2 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES.....	42
<b>6 TEMPO REQUERIDO DE RESTÊNCIA AO FOGO - TRRF.....</b>	<b>45</b>

6.1 METODO TABULAR PARA DETERMINAÇÃO DO TRRF.....	45
<b>7 DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....</b>	<b>51</b>
7.1 METODO TABULAR PARA DIMENSIONAMENTO SEGUNDO NBR 15200:2012.....	51
7.1.1 Vigas.. .....	53
7.1.2 Lajes.....	56
7.1.3 Método tabular geral para dimensionamento de pilares retangulares e circulares.....	58
7.1.4 Método analítico para determinação do tempo de resistência ao fogo de pilares.....	70
<b>8 METODOLOGIA DE TRABALHO.....</b>	<b>72</b>
<b>9 DESENVOLVIMENTO DO ESTUDO.....</b>	<b>73</b>
9.1 ABRANGÊNCIA E LIMITAÇÕES DO ESTUDO.....	73
9.3 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO ESTRUTURAL DE ACORDO COM A NBR 6118:2014.....	73
9.2.1 Pavimentos e áreas.....	73
9.2.2 Modelo global do edifício. ....	76
9.2.3 Parâmetros de durabilidade da estrutura .....	76
9.2.3.1 Classe de agressividade ambiental.....	76
9.2.3.2 Classe do concreto.....	76
9.2.3.3 Cobrimentos das armaduras.....	76
9.2.4 Seções mínimas dos elementos estruturais.....	77
9.2.5 Ações na estrutura.....	81
9.2.5.1 Cargas verticais NBR 6120:1980.....	84
9.2.5.2 Redução de sobrecarga.....	84
9.2.5.3 Força de vento NBR 6123:1988.....	85
9.2.6 Estabilidade Global.....	86
9.2.6.1 Parâmetro de estabilidade global - $\gamma_z$ .....	86
9.2.6.2 Deslocamentos limites.....	87
9.2.7 Efeitos globais de segunda ordem.....	88

9.3 SISTEMA COMPUTACIONAL UTILIZADO.....	88
9.3.1 Modelo estrutural adotado.....	88
9.4 RESUMO ESTRUTURAL E ORÇAMENTO DE CUSTO - PROJETO 1 - ATENDENDO A NBR 6118:2014.....	89
<b>10 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....</b>	<b>92</b>
10.1 DETERMINAÇÃO DO TRRF - NBR 14432:2001.....	93
10.2 REVESTIMENTOS.....	95
10.3 VERIFICAÇÃO DAS LAJES - MÉTODO TABULAR.....	96
10.4 VERIFICAÇÃO DAS VIGAS - MÉTODO TABULAR.....	100
10.5 VERIFICAÇÃO DOS PILARES.....	110
10.6 RESUMO ESTRUTURAL E ORÇAMENTO DE CUSTO - PROJETO 2 - ATENDENDO A NBR 6118:2014 E A NBR 15200:2012.....	132
<b>11 APRESENTAÇÃO E EXPLANAÇÃO DOS RESULTADOS.....</b>	<b>135</b>
11.1 COMPARATIVO DE CUSTO ENTRE O PROJETO 1 E O PROJETO 2...	135
<b>12 CONCLUSÃO.....</b>	<b>137</b>
<b>13 REFERÊNCIAS.....</b>	<b>140</b>
<b>ANEXO A - PLANTA DE FÔRMAS PAVIMENTO TÉRREO.....</b>	<b>142</b>
<b>ANEXO B - PLANTA DE FÔRMAS PAVIMENTO TIPO1.....</b>	<b>143</b>
<b>ANEXO C - PLANTA DE FÔRMAS PAVIMENTO TIPO.....</b>	<b>144</b>
<b>ANEXO D - PLANTA DE FÔRMAS PAVIMENTO COBERTURA.....</b>	<b>145</b>
<b>ANEXO E - CORTE AA DO EDIFÍCIO.....</b>	<b>146</b>
<b>ANEXO F - CORTE BB DO EDIFÍCIO.....</b>	<b>147</b>

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 TEMA

Comparativo de custo de uma estrutura de concreto armado para fins comerciais atendendo os requisitos da NBR 6118:2014 e as verificações de segurança em situação de incêndio da NBR 15200:2012.

### 1.2 QUESTÃO DA PESQUISA

A grande maioria das estruturas de concreto armado são analisadas e projetadas com base nos preceitos da NBR 6118:2014, em geral a verificação das estruturas de concreto em situação de incêndio de acordo com a NBR 15200:2012, não é tão difundida no meio técnico.

No Brasil, as exigências de segurança contra incêndio das edificações são definidas em legislação estadual. Diversos estados brasileiros não exigem que as estruturas das edificações sejam verificadas em situação de incêndio.

Nesses casos os profissionais atuantes na área da engenharia estrutural não são cobrados por parte das incorporadoras, indústrias e contratantes privados, que os projetos estruturais contratados sejam verificados em situação de incêndio por não ser exigido em lei. Existem ainda outros fatores importantes que influenciam na implementação da verificação estrutural em situação de incêndio por parte dos profissionais atuantes, entre eles estão; A falta de conhecimento técnico e de cursos de aprimoramento na área, os custos acrescidos aos projetos em virtude dessa análise demandar tempo comprometendo assim a competitividade de mercado e as variações previsíveis nos quantitativos finais dos projetos.

O código de defesa do consumidor, Lei nº 8.078 na seção IV, art. 39, determina, que é vedado ao fornecedor de produtos ou serviços colocar, no mercado de consumo, qualquer produto ou serviço em desacordo com as normas expedidas pelos órgãos oficiais competentes ou, se normas específicas não existirem, pela Associação Brasileira de Normas Técnicas, desta forma na ausência de lei específica por parte dos estados, deve-se atender a norma brasileira NBR 14432:2000 "Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações".

### 1.3 JUSTIFICATIVA

O atendimento as verificações de segurança das estruturas em situação de incêndio, é imprescindível, e legalmente amparada em lei, as estruturas de concreto armado de maior porte ou risco devem atender com rigor as situações de incêndio, objetivando limitar o risco a vida humana, o risco a sociedade e ao patrimônio. Tornam-se cada vez mais importantes os estudos com aplicação da norma NBR 15200:2012, a fim de quantificar as variações de custo no dimensionamento das estruturas, formando uma base de dados para nortear trabalhos futuros e disseminar a metodologia no meio técnico .

### 1.4 OBJETIVOS

#### 1.4.1 Objetivo geral

Comparar os quantitativos e o custo de uma estrutura de concreto armado para uso comercial, analisada e detalhada com base nas proposições da NBR 6118:2014, com a variação obtida na análise e detalhamento seguindo os preceitos da NBR 15200:2012. Os resultados obtidos servirão para nortear futuros projetos com características semelhantes, apresentando um indicativo na variação de custo no atendimento as verificações de segurança em situação de incêndio nas estruturas de concreto armado.

#### 1.4.2 Objetivos específicos

- Definir de acordo com a norma técnica NBR 14432:2000, as exigências de segurança contra incêndio para o edifício, objeto do estudo, com base em sua ocupação e características.
- Analisar e dimensionar com o auxílio de sistema computacional, a estrutura de concreto armado do edifício, objeto do estudo, atendendo as exigências NBR 6118:2014 .
- Analisar e redimensionar com o auxílio de sistema computacional, a estrutura de concreto armado do edifício, objeto do estudo, atendendo as exigências da NBR 6118:2014 e NBR 15200:2012 .
- Comparar a variação nos quantitativos entre os projetos:

Projeto 1 - Atendimento a NBR 6118:2014.

Projeto 2 - Atendimento a NBR 6118:2014 e NBR 15200:2012.

- Apresentar a variação de quantitativos e custos entre os projetos.

## 2 O INCÊNDIO

Com aumento da temperatura decorrente da ação térmica de um incêndio, as estruturas de concreto armado sofrem uma redução na sua capacidade resistente e no módulo de elasticidade, além de possibilitar a ocorrência de esforços solicitantes adicionais em consequência das restrições às deformações de origem térmica (SILVA, 2012).

Segundo Silva (2012), ação térmica é a ação na estrutura descrita através de fluxo de calor, causado pela diferença de temperatura dos gases no ambiente em chamas e os elementos estruturais.

Radiação - Propagação do calor através de ondas causadas pela diferença de temperatura entre elementos no mesmo ambiente em chamas.

Convecção - Propagação de calor envolvendo movimentação de mistura de fluidos, ocasionado pela diferença de densidades entre os gases com diferentes temperaturas, esse fluxo é responsável por transferir calor para os elementos estruturais no compartimento em chamas.

Condutividade – Ocorre no interior da estrutura, transmitindo o calor de molécula a molécula no interior da peça de concreto.

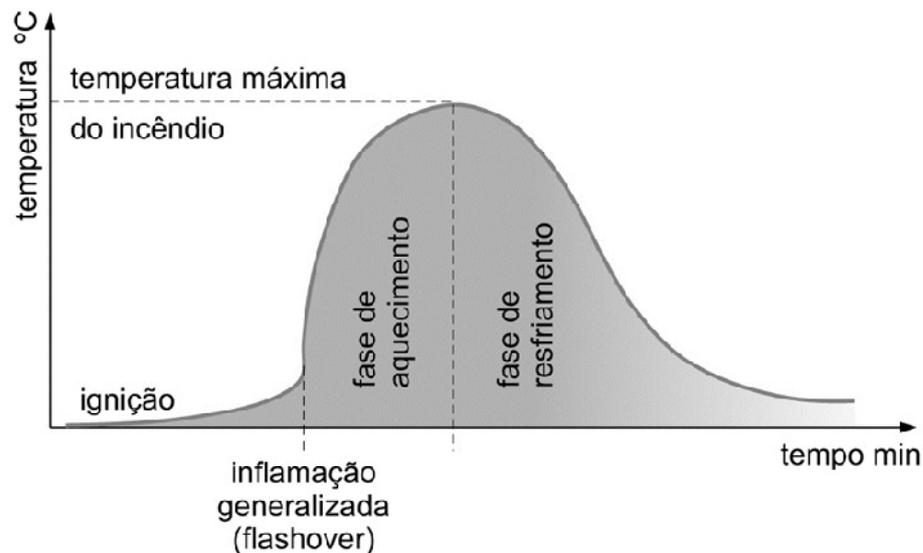
### 2.1 INCÊNDIO NATURAL

Definição de incêndio natural segundo a NBR14432:2001, é variação de temperatura que simula o incêndio real, em função da geometria do compartimento, grau de ventilação, características térmicas dos elementos de vedação (massa específica, condutividade e calor específico) e da carga de incêndio específica.

De acordo com Silva (2012), a principal característica de um incêndio no que diz respeito a análise de estruturas de concreto armado, é curva que relaciona a temperatura média dos gases quentes em função do tempo de incêndio (Figura 2.1).

Em virtude da quantidade de variáveis existentes num incêndio real, torna-se extremamente complexa a montagem de uma curva que relaciona aumento de temperatura com o tempo, por esse motivo não é usual a aplicação desse modelo na verificação de estruturas. Um incêndio real é caracterizado por três fases principais conforme ilustrado na (Figura 2.1).

Figura 2.1 – Curva temperatura x tempo de um incêndio real



Fonte: Silva (2012)

1) **IGNIÇÃO** – Essa fase é caracterizada por temperaturas mais baixas e pela liberação de gases tóxicos em função da combustão dos materiais, não haverá riscos à estrutura em virtude das baixas temperaturas, fase denominada *pré-flashover* (SILVA, 2012).

2) **AQUECIMENTO** - Essa fase é caracterizada pelo aumento súbito da temperatura a partir do instante conhecido como *flashover* ou instante de inflamação generalizada, que ocorre quando todo material combustível presente no compartimento entra em ignição, o incêndio toma grandes proporções e a temperatura dos gases se elevam rapidamente até a queima total do material combustível (SILVA, 2012) . Essa fase intermediária é considerada a mais crítica para a estrutura.

3) **RESFRIAMENTO** - Fase em que se inicia a redução gradativa da temperatura dos gases.

## 2.2 INCÊNDIO PADRÃO

A dificuldade na determinação da duração e intensidade de um incêndio real, é estabelecida devido a diversidade de fatores que o influenciam. Por esse motivo surgiu a necessidade da criação de um novo modelo idealizado para análise de estruturas, com base em incêndios reais, a partir daí criou-se uma curva padronizada (SILVA, 2004).

Segundo Silva (2012), a principal característica da curva padronizada, é de possuir apenas um ramo crescente, admitindo-se que a temperatura dos gases está sempre aumentando com o tempo e não depende das características do ambiente e da carga de fogo.

Qualquer conclusão baseada na curva padrão deve ser avaliada com cautela, tendo em vista que a curva padrão não representa o comportamento de um incêndio real (COSTA e SILVA, 2003).

As normas brasileiras NBR 14432:2001 e NBR 5628:2001, recomendam a curva ISO 834, para a elevação padronizada de temperatura em função do tempo expressa pela Equação 2.1.

$$\theta_g = 345 \cdot \log_{10} (8t + 1) + \theta_{g0} \quad (2.1)$$

Sendo:

$\theta_g$  Temperatura dos gases no ambiente em chamas (°C);

$\theta_{g0}$  Temperatura dos gases no instante  $t = 0$ , admite-se normalmente 20°C;

$t$  Tempo (min).

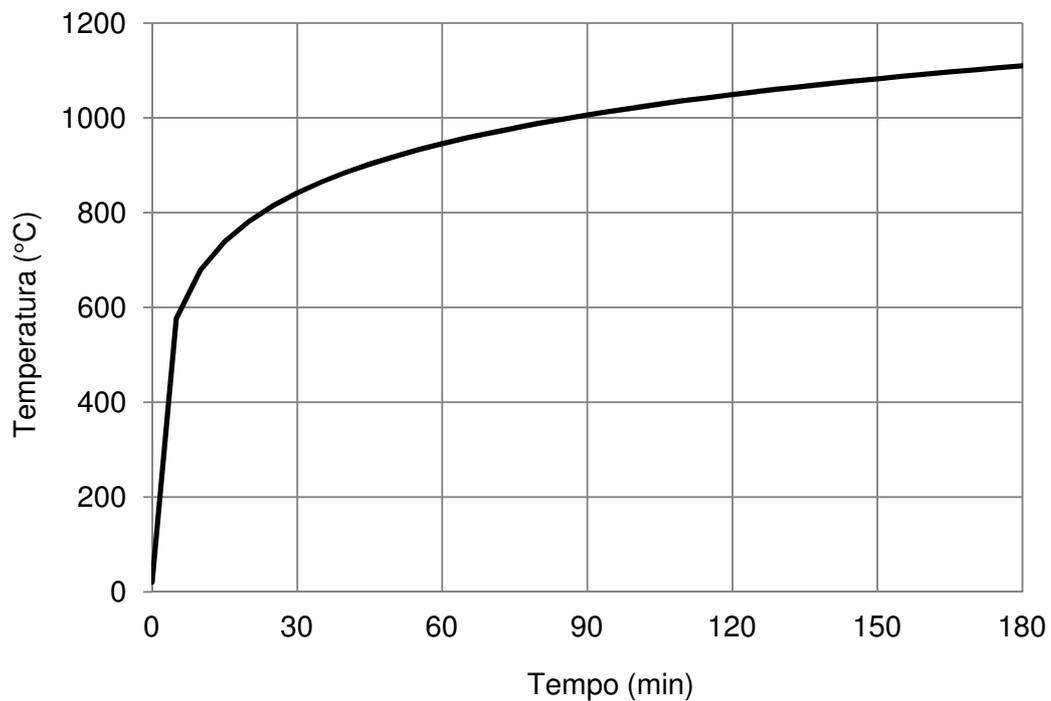
Com base na equação 2.1, tem-se a Tabela 2.1 e a Figura 2.2

Tabela 2.1 - Temperaturas de acordo com a curva padrão ISO 834

Tempo (min)	Temperatura - $\theta_g$ (°C)
0	20
5	576
10	678
15	739
20	781
25	815
30	842
35	865
40	885
45	902
50	918
55	932
60	945
65	957
70	968
75	979
80	988
85	997
90	1006
95	1014
100	1022
105	1029
110	1036
115	1043
120	1049
125	1055
130	1061
135	1067
140	1072
145	1077
150	1082
155	1087
160	1092
165	1097
170	1101
175	1106
180	1110

Fonte: NBR 5628/2001

Figura 2.2 - Curva padrão Temperatura - tempo (material celulósico)



Fonte: Silva (2012)

Segundo Silva (2012), "A curva ISO 834 é aplicável a incêndios em que a carga de incêndio é, em termos de potencial calorífico, similar à madeira (papel, pano, palha etc.). Quando a carga de incêndio é formada por material cuja origem é hidrocarboneto (derivados de petróleo), o incêndio é mais severo e outra curva deve ser usada."

O Eurocode 1:2002, recomenda para esses casos a Equação 2.2:

$$\theta_g = 1.080 \cdot (1 - 0,33 e^{-0,17 t} - 0,68 e^{-2,50 t}) + 20 \quad (2.2)$$

Sendo:

$\theta_g$  Temperatura dos gases no ambiente em chamas (°C);

$t$  Tempo (min).

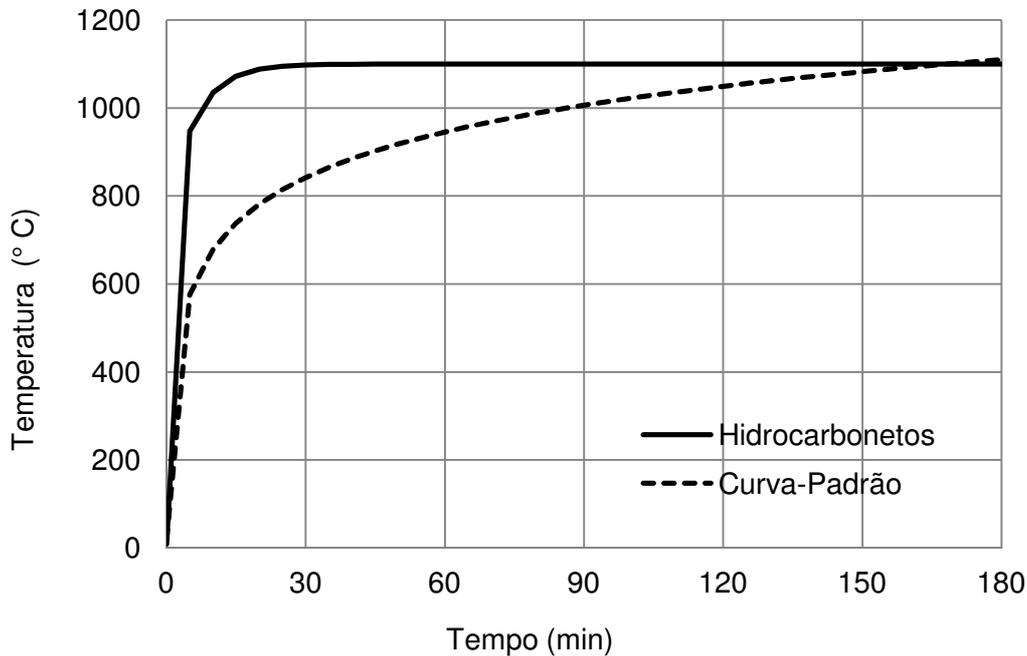
Com base na equação 2.2, tem-se a Tabela 2.2 e a Figura 2.3

Tabela 2.2 - Temperaturas de acordo com Eurocode 1 (2002) - Hidrocarbonetos

Tempo (min)	Temperatura - $\theta_g$ (°C)
0	9
5	948
10	1035
15	1072
20	1088
25	1095
30	1098
35	1099
40	1100
45	1100
50	1100
55	1100
60	1100
65	1100
70	1100
75	1100
80	1100
85	1100
90	1100
95	1100
100	1100
105	1100
110	1100
115	1100
120	1100
125	1100
130	1100
135	1100
140	1100
145	1100
150	1100
155	1100
160	1100
165	1100
170	1100
175	1100
180	1100

Fonte: Silva (2012)

Figura 2.3 - Curva temperatura-tempo para hidrocarbonetos



Fonte: Silva (2012)

### 3 SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO

#### 3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A segurança contra incêndio tem como objeto maior, minimizar o risco à vida e reduzir os danos causados ao patrimônio e a sociedade. Entende-se como risco a vida, a exposição prolongada aos gases tóxicos, exposição a elevadas temperaturas, o desabamentos de elementos construtivos sobre os usuários da edificação e das equipes de combate ao incêndio e o colapso estrutural. A principal causa de mortes em incêndios é a exposição prolongada a fumaça que ocorre logo no início do incêndio (SILVA, 2012).

As edificações de maior porte devem ser projetadas e providas de medidas de proteção e combate aos incêndios, principalmente de saídas específicas para abandono de local em acordo com as legislações estaduais, normas do corpo de Bombeiros da Polícia Militar e normas técnicas.

As medidas que compõem os sistemas de segurança contra incêndio são divididas em dois grupos, as medidas ativas; (redes de hidrantes, chuveiros automáticos, detecção de calor e fumaça, alarmes de incêndio, sistema de exaustão

de fumaça, iluminação de emergência, brigada de incêndio e outras), e as medidas passivas; (saídas de emergência, escadas de segurança, sinalização de emergência, compartimentação horizontal e vertical, verificação da estrutura em situação de incêndio, emprego de materiais que minimizem a propagação das chamas e outras).

Segundo a definição da NBR 14432:2000, tem-se:

**Proteção ativa:** Tipo de proteção contra incêndio que é ativada manual ou automaticamente em resposta aos estímulos provocados pelo fogo, composta basicamente das instalações prediais de proteção contra incêndio.

**Proteção passiva:** Conjunto de medidas incorporadas ao sistema construtivo do edifício, sendo funcional durante o uso normal da edificação e que reage passivamente ao desenvolvimento o incêndio, não estabelecendo condições propícias ao seu crescimento e propagação, garantindo a resistência ao fogo, facilitando a fuga dos usuários e a aproximação e o ingresso no edifício para o desenvolvimento das ações de combate.

### 3.2 LEGISLAÇÃO E NORMATIZAÇÃO BRASILEIRA

Os incêndios dos edifícios Andraus (1972) e Joelma (1974), causaram grande impacto social, ficando caracterizada a realidade de grandes incêndios com vítimas fatais. Esses acontecimentos deram início ao processo de reformulação das medidas de segurança contra incêndio no Brasil (SILVA, 2012).

Segundo Silva (2012), em março de 1974, ocorre a primeira manifestação técnica, onde o Clube de Engenharia do Rio de Janeiro realiza o primeiro simpósio de Segurança Contra Incêndio, buscando três procedimentos básicos:

- 1 - Como evitar incêndios.
- 2 - Como combater incêndios.
- 3 - Como Minimizar os efeitos causados pelos incêndios.

Nesse mesmo ano em Brasília, na câmara dos deputados, a Comissão Especial de Poluição Ambiental, promove o Simpósio de Sistemas de Prevenção

Contra Incêndios em Edificações Urbanas. A ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, publica a NB 208 - Saídas de Emergências em Edifícios Altos.

Em 1975 o Estado do Rio de Janeiro apresenta o Decreto-Lei n.247, que dispõe sobre Segurança Contra Incêndio e Pânico. Ainda em 1975, o Corpo de Bombeiros do estado São Paulo foi reestruturado, onde foi criado o Comando Estadual, destacando que sua principal missão é evitar incêndios conforme recomendação da NFPA - National Fire Protection Association, dos Estados Unidos.

Em 1978 o Ministério do Trabalho editou a Norma Regulamentadora - NR-23 que dispõe de regras de proteção contra incêndio na relação entre empresas e trabalhadores.

No estado de São Paulo, passou a vigorar uma legislação estadual em 1983 (Decreto n.20.811), sofrendo atualização em 1993 (Decreto n.38.069) e, novamente, com grande crescimento técnico em 2001 (Decreto n. 46.076) e por último o Decreto n. 56.819 de 2011. Juntamente com o (Decreto .46.076/2001) foram estabelecidas 38 instruções técnicas, que dispunham exigências sobre compartimentação, separação entre edifícios, controle de materiais, controle de fumaça , saídas de emergência, chuveiros automáticos, segurança das estruturas e outros. O decreto do estado de São Paulo, serviu de base para a legislação de exigências de segurança contra incêndio à diversos estados brasileiros.

"De acordo com Silva (2012), o objetivo das regulamentações modernas de segurança contra incêndio é proteger a vida e evitar que os incêndios, caso se iniciem, se propaguem para fora de um compartimento do edifício."

Sobre a segurança das estruturas em situação de incêndio são publicadas pela ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas; a NBR 14432:2001 sobre as Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações, a NBR 14323:1999 para dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio e a NBR 15200:2004 para estruturas de concreto em situação de incêndio. Essas normas são citadas nas instruções normativas de diversos estados, e deste modo devem ser cumpridas por força de lei estadual. Nos estados em que não há exigência específica, deve-se considerar o CDC - código de defesa do consumidor, que requer obediência as normas da ABNT (SILVA, 2012).

### 3.3 LEGISLAÇÃO DO ESTADO DE SANTA CATARINA

No Estado de Santa Catarina compete ao Comando Geral do CBMSC, por meio do seu órgão próprio, Diretoria de Atividades Técnicas (DAT), normatizar e supervisionar o cumprimento das disposições legais relativas aos sistemas e medidas de segurança contra incêndios e pânico, dispostas em trinta e uma instruções normativas.

A IN001/DAT/CBMSC (2015), tem por finalidade, padronizar os procedimentos dos requisitos mínimos de segurança contra incêndio e pânico em edificações, fiscalizadas pelo CBMSC, onde estabelece as Normas de Segurança Contra Incêndio e Pânico (NSCI) no Estado de Santa Catarina, visando a proteção da sociedade e seus bens.

Estão determinados nos capítulos X e XI da Instrução Normativa 001, a classificação dos imóveis quanto sua ocupação e as exigências dos sistemas e medidas de segurança contra incêndio e pânico por ocupação.

Conforme IN001/DAT/CBMSC (2015) Capítulo XI, Art.117. Constituem sistemas e medidas de segurança contra incêndio e pânico:

- I – acesso de viaturas;
- II – resistência ao fogo de elementos estruturais nas edificações;**
- III – controle de materiais de acabamento e revestimento;
- IV – saídas de emergência;
- V – brigada de incêndio;
- VI – iluminação de emergência;
- VII – sinalização para abandono de local;
- VIII – alarme e detecção de incêndio;
- IX – proteção por extintores;
- X – sistema hidráulico preventivo;
- XI – chuveiros automáticos (sprinklers);
- XII – sistema de água nebulizada;
- XIII – sistema de espuma;
- XIV – sistema fixo de gases limpos e dióxido de carbono;
- XV – proteção contra descargas atmosféricas;
- XVI – rede pública de hidrantes;

## XVII – plano de emergência.

O item II do Art.117, estabelece como sistema e medida de segurança contra incêndio e pânico, a resistência ao fogo de elementos estruturais nas edificações.

Nessa mesma instrução normativa, do Art.124 ao Art.145, são determinados os sistemas e medidas de segurança contra incêndio e pânico por ocupação da edificação, conforme Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Art. 127. Nas edificações COMERCIAIS, serão exigidos:

Altura	Área total	Sistema ou medida
-	-	Saídas de Emergência
-	-	Instalações de gás combustível (quando houver consumo de gás)
-	-	Iluminação de Emergência e Sinalização para Abandono do Local nas áreas de circulação, nas saídas de emergência e nos elevadores
-	-	Materiais de acabamento e revestimento, ver IN 018/DAT/CBMSC
-	≥ 50m <sup>2</sup>	Proteção por Extintores (ou com carga de incêndio ≥ 25 kg/m <sup>2</sup> )
-	≥ 3000m <sup>2</sup>	Chuveiros automáticos (desde que com carga de incêndio > 120 kg/m <sup>2</sup> )
≥ 12m	≥ 750m <sup>2</sup>	Sistema de Proteção Contra Descargas Atmosféricas (pode ser dispensado conforme a IN 010/DAT/CBMSC)
≥ 12m	≥ 750m <sup>2</sup>	Sistema Hidráulico Preventivo
≥ 12m	≥ 750m <sup>2</sup>	Plano de Emergência
≥ 12m	≥ 750m <sup>2</sup>	Sistema de Alarme e Detecção de Incêndio
> 20m	-	Dispositivo para ancoragem de cabos
> 40m	-	Local para resgate aéreo
> 60m	-	Elevador de emergência

Fonte: IN 001/DAT/CBMSC (2014)

De acordo com Tabela 3.1, Art.127, a resistência ao fogo de elementos estruturais nas edificações, não fazem parte dos requisitos dos sistemas e medidas de segurança contra incêndio, exigidos na classificação das edificações comerciais e nas demais classificações conforme artigos de números 124 ao 145.

Segundo consulta ao DAT (Diretoria de Atividades Técnicas do CBMSC), em Junho de 2015, o Artigo 117, item II, estabelece como sistema e medida de segurança contra incêndio e pânico, a resistência ao fogo de elementos estruturais nas edificações, entretanto a cobrança ao atendimento, está na dependência da reestruturação do CBMSC.

## 4 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS ESTRUTURAIS

### 4.1 CONCRETO ARMADO

O concreto armado é um material heterogêneo, composto pela mistura de diversos materiais (água, areia, brita, cimento portland e aço), formando um único material após solidificado.

A mistura dos agregados miúdos e agregados graúdos, com a pasta formada por água e cimento portland, mais as armaduras, formam após endurecidos um material único em termos de comportamento em temperatura ambiente. A heterogeneidade do concreto armado é evidenciada pela reação diferenciada de cada material de sua composição quando exposto a altas temperaturas. Com a exposição ao calor os agregados se dilatam ao ponto de desestruturar-se quimicamente, a pasta de cimento se expande volumetricamente com temperaturas um pouco mais baixas e apresentam uma contração com temperatura acima dos 300°C (TAYLOR, (1997) *apud* (COSTA, *et al.* (2004))).

Segundo COSTA e SILVA (2003), as deformações diferenciais entre os materiais e as alterações físico-químicas do concreto endurecido quando expostos a altas temperaturas, conduzem a desagregação do concreto armado. As cargas impostas a estrutura de concreto tem participação direta no processo de degeneração, acarretando em fissuração excessiva e lascamentos conhecidos na literatura como "*spalling*".

Além da redução nas propriedades mecânicas (resistência a compressão e módulo de elasticidade), em virtude das alterações na micro estrutura do concreto armado submetido as altas temperaturas, ainda há a redução de seção do elemento estrutural em função dos lascamentos superficiais "*spalling*".

Costa *et al.* (2004), cita diversos fatores causadores dos lascamentos nos elementos estruturais de concreto armado quando expostos a altas temperaturas, entre eles, a pressão interna de vapor desempenha o papel predominante. A umidade interna tende a evaporar gerando pressões no interior do concreto endurecido e os lascamentos acontecem por meio de liberação do vapor.

A Tabela 4.1, mostra os efeitos térmicos do concreto com a elevação de temperatura.

Tabela 4.1 - Efeitos térmicos sobre o concreto submetido a temperaturas elevadas

Temperatura (°C)	Efeito Térmico no concreto
100	Evaporação da umidade livre, sem redução de resistência
200	Resistência residual de compressão compreendida entre 80 e 90%
300	Decomposição dos silicatos hidratados; resistência residual de compressão de 70%
500	Desidratação da etringita; resistência residual de compressão entre 30 a 40%

Fonte: COSTA *et al.* (2004), *apud* BRANCO e SANTOS (2000)

## 4.2 PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DO CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Segundo a NBR 15200:2012, as propriedades físicas e mecânicas do concreto variam conforme a temperatura, a que está submetido por ação de incêndio.

### a) Resistência a compressão do concreto em altas temperaturas

A resistência de compressão do concreto decresce com o aumento de temperatura e pode ser obtida através da Equação 4.1.

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{ck} \quad (4.1)$$

Sendo:

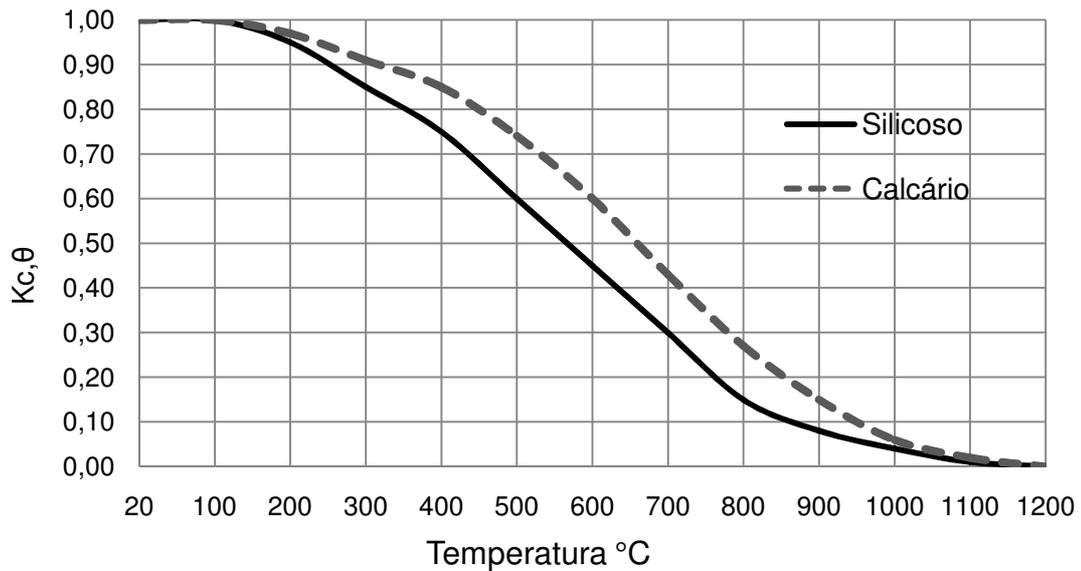
$K_{c,\theta}$  Fator de redução da resistência à compressão na temperatura  $\theta$ , conforme Tabela 4.2;

$f_{ck}$  resistência do concreto à compressão em temperatura normal.

Para concretos preparados predominante com agregados silicosos, a Tabela 4.2 fornece a relação entre resistência à compressão do concreto submetido as diferentes temperaturas  $f_{c,\theta}$  e a resistência característica a compressão do concreto à temperatura ambiente  $f_{ck}$ . Para valores intermediários de temperatura pode ser feita uma interpolação linear.

No caso de concretos preparados com agregados à base de calcário pode ser consultada a Tabela 4.3 (SILVA, 2012).

Figura 4.1 - Fator de redução da resistência de concretos com agregados silicosos e calcários em função da temperatura



Fonte: Silva (2012)

Tabela 4.2 - Valores das relações  $K_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{ck}$  para concretos de massa especifica normal (2.000 Kg/m<sup>3</sup> a 2.800 Kg / m<sup>3</sup> preparados com agregados predominantemente silicoso

Temperatura do concreto (°C)	$K_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{ck}$
20	1,00
100	1,00
200	0,95
300	0,85
400	0,75
500	0,60
600	0,45
700	0,30
800	0,15
900	0,08
1000	0,04
1100	0,01
1200	0,00

Fonte: Tabela 1 - NBR 15200:2012

Tabela 4.3 - Valores das relações  $K_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{ck}$  para concretos de massa específica normal (2.000 Kg/m<sup>3</sup> a 2.800 Kg / m<sup>3</sup> preparados com agregados predominantemente calcários

Temperatura do concreto (°C)	$K_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{ck}$
20	1,00
100	1,00
200	0,97
300	0,91
400	0,85
500	0,74
600	0,60
700	0,43
800	0,27
900	0,15
1000	0,06
1100	0,02
1200	0,00

Fonte: Silva, (2012)

De acordo com a NBR 15200:2012, para obtenção do diagrama tensão deformação do concreto a temperaturas elevadas adota-se a Equação 4.2.

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \cdot \frac{3 \cdot \left( \frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)}{2 + \left( \frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3} \quad (4.2)$$

Sendo:

- $\sigma_{c,\theta}$  Valor da tensão à compressão do concreto à temperatura elevada  $\theta$ , expresso em MPa;
- $f_{c,\theta}$  Valor da resistência à compressão do concreto à temperatura elevada  $\theta$ , expresso em MPa;
- $\varepsilon_{c,\theta}$  Deformação linear específica correspondente do concreto à temperatura elevada  $\theta$  (adimensional);
- $\varepsilon_{c1,\theta}$  Deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura elevada  $\theta$ , conforme Tabela 4.4 (adimensional);
- $\varepsilon_{cu,\theta}$  Deformação linear específica última do concreto à temperatura elevada  $\theta$ , conforme Tabela 4.4 (adimensional).

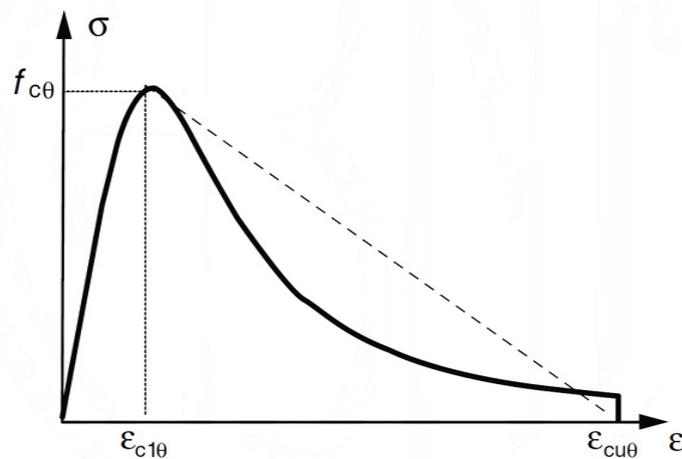
Alternativamente, para o ramo descendente do diagrama tensão-deformação do concreto, é permitido adotar-se uma linha reta entre  $\epsilon_{c1,\theta}$  e  $\epsilon_{cu,\theta}$ , conforme valores apresentados na Tabela 4.4, e o aspecto do gráfico pode ser visto na Figura 4.5.

Tabela 4.4 – Deformação específica do concreto em função da temperatura elevada

$\theta$ °C	$\epsilon_{c1,\theta}$ %	$\epsilon_{cu,\theta}$ %
20	0,25	2,00
100	0,35	2,25
200	0,45	2,50
300	0,60	2,75
400	0,75	3,00
500	0,95	3,25
600	1,25	3,50
700	1,40	3,75
800	1,45	4,00
900	1,50	4,25
1.000	1,50	4,50
1.100	1,50	4,75
1.200	1,50	-

Fonte: NBR 15200:2012 - Anexo B - Tabela B.1

Figura 4.5 - Aspecto do diagrama tensão-deformação do concreto



Fonte: NBR 15200:2012 - Anexo B - Figura B.1

## b) Alongamento

O alongamento específico do concreto de densidade normal, para concretos com agregados predominantemente silicosos pode ser determinado da pelas seguintes Equações:

*Para  $20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta_c < 700\text{ }^{\circ}\text{C}$*

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta_c^3 \quad (4.2)$$

*Para  $700\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta_c < 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$*

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = 14 \cdot 10^{-3} \quad (4.3)$$

Sendo:

$\ell$  Comprimento da peça de concreto de densidade normal a  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;

$\Delta \ell$  Alongamento do elemento de concreto de densidade normal e a temperatura pode ser considerada constante, conforme a Equação 4.4;

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = 18 \cdot 10^{-3} \cdot (\theta_c - 20) \quad (4.4)$$

## c) Densidade

A variação da densidade com a temperatura é influenciada pela perda de água e pode ser determinada com as seguintes Equações:

$$\begin{aligned} \rho(\theta) &= \rho(20^{\circ}\text{C}) && \text{Para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 115^{\circ}\text{C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20^{\circ}\text{C}) \cdot \left(1 - 0,02 \cdot \frac{\theta - 115}{85}\right) && \text{Para } 115^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 200^{\circ}\text{C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20^{\circ}\text{C}) \cdot \left(0,98 - 0,03 \cdot \frac{\theta - 200}{200}\right) && \text{Para } 200^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 400^{\circ}\text{C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20^{\circ}\text{C}) \cdot \left(0,95 - 0,07 \cdot \frac{\theta - 400}{800}\right) && \text{Para } 400^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \end{aligned} \quad (4.5)$$

### 4.3 PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DO AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Segundo a NBR 15200:2012, a resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade do aço decrescem quando submetidos ao aumento de temperatura em situação de incêndio.

a) Resistência ao escoamento do aço em altas temperaturas.

A resistência ao escoamento do aço da armadura passiva com o aumento da temperatura pode ser obtida pela Equação 4.6, conforme Figura 4.6.

$$f_{yk,\theta} = K_{s,\theta} \cdot f_{yk} \quad (4.6)$$

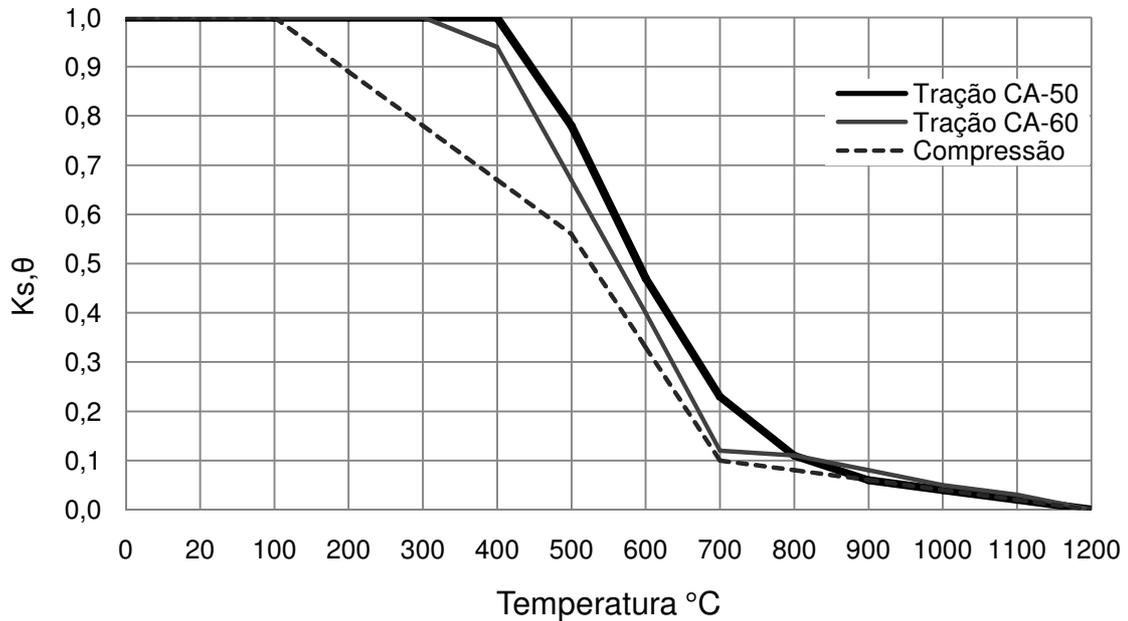
Sendo:

$f_{yk}$  Resistência característica do aço de armadura passiva à temperatura ambiente;

$K_{s,\theta}$  Fator de redução da resistência do aço na temperatura  $\theta$ , conforme Tabela 4.5, onde:

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

Figura 4.6 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura



Fonte: NBR15200:2012 - Figura 2

b) Módulo de elasticidade do aço em altas temperaturas.

O módulo de elasticidade do aço da armadura passiva com o aumento da temperatura pode ser obtido pela Equação 4.7, conforme Figura 4.7.

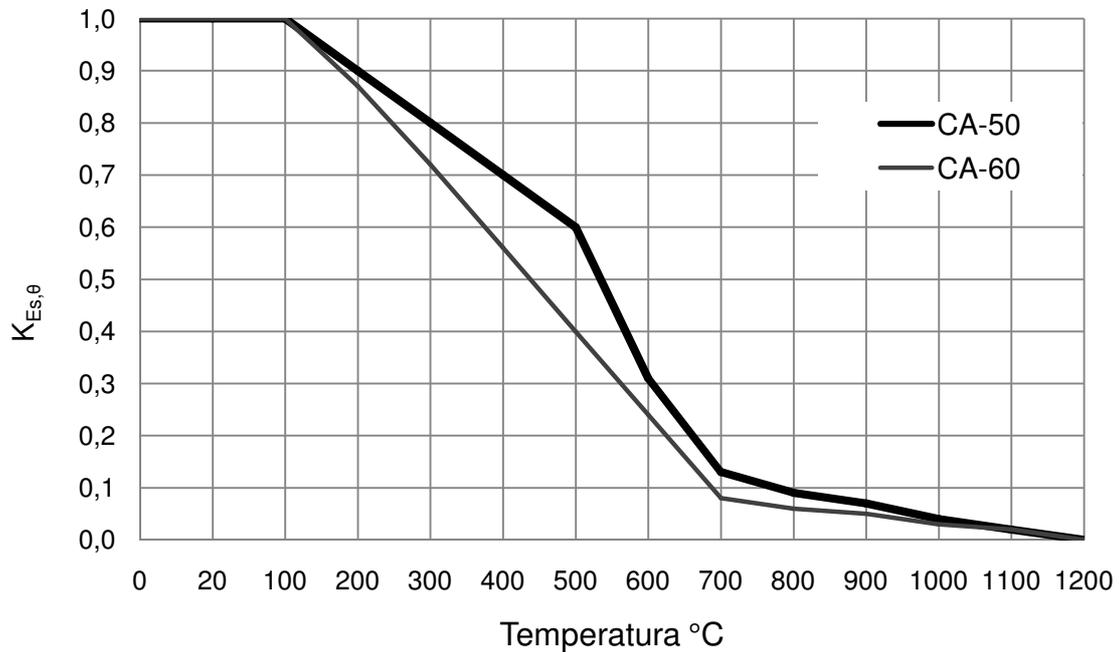
$$E_{s,\theta} = K_{Es,\theta} \cdot E_s \quad (4.7)$$

Sendo:

$E_{s,\theta}$  Módulo de elasticidade da armadura passiva à temperatura ambiente;

$K_{Es,\theta}$  Fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura  $\theta$ , conforme Tabela 4.5;

Figura 4.7 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura



Fonte: NBR15200:2012 - Figura 3

Para aço da armadura passiva em função da temperatura a Tabela 4.5 fornece:

A relação entre a resistência ao escoamento do aço da armadura passiva submetido a diferentes temperaturas  $f_{yK,\theta}$  e a resistência característica ao escoamento à temperatura ambiente  $f_{yk}$ ;

A relação entre o módulo de elasticidade do aço submetido a diferentes temperaturas  $E_{s,\theta}$  e o módulo de elasticidade à temperatura ambiente  $E_s$ . Para valores intermediários de temperatura pode ser feita interpolação linear.

Tabela 4.5 – Valores das relações  $k_{s,\theta} = f_{yk,\theta} / f_{yk}$  e  $K_{Es,\theta} = E_{s,\theta} / E_s$  para aços de armadura passiva

Temperatura do aço °C	$K_{s,\theta} = f_{yk,\theta} / f_{yk}$			$K_{Es,\theta} = E_{s,\theta} / E_s$	
	Tração		Compressão	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60	CA-50 ou CA-60		
1	2	3	4	5	6
0	1	1	1	1	1
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

Fonte: NBR 15200:2012 - Tabela 2

De acordo com a NBR 15200:2012, os diagramas tensão-deformação dos aços da armadura passiva a temperaturas elevadas podem ser elaborados a partir das seguintes equações:

$$\sigma_{s,\theta} = \varepsilon_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta} \quad \text{se } 0 \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{p,\theta} \quad (4.8)$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{p,\theta} - C + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{s,\theta})^2} \quad \text{se } \varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{y,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta} \quad \text{se } \varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{t,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}}{\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}} \right) \right] \quad \text{se } \varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{u,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = 0 \quad \text{se } \varepsilon_{s,\theta} \geq \varepsilon_{u,\theta}$$

$$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot \left( \varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{C}{E_{s,\theta}} \right)$$

$$b^2 = C \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + C^2$$

$$C = \frac{(f_{yk,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} - 2 \cdot (f_{yk,\theta} - f_{p,\theta})}$$

$$\varepsilon_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{E_{s,\theta}}$$

$$\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$$

$$f_{p,\theta} = K_{p,\theta} \cdot f_{yk}$$

Sendo:

$f_{yk,\theta}$  Resistência ao escoamento do aço a uma temperatura  $\theta$ , conforme Equação 4.6;

$f_{yk}$  Resistência ao escoamento do aço a 20 °C;

$f_{p,\theta}$  Resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço, a uma temperatura  $\theta$ ;

$K_{p,\theta}$  Redutor do limite de proporcionalidade conforme, Tabela 4.6;

$E_{s,\theta}$  Módulo de elasticidade do aço a uma temperatura  $\theta$ , conforme Equação 4.7;

$E_s$  Módulo de elasticidade do aço a 20 °C.

Os parâmetros de deformação  $\varepsilon_{t,\theta}$  e  $\varepsilon_{u,\theta}$  dependem da classe de resistência do aço. Para aços de ductilidade normal (CA 60, conforme NBR 6118),  $\varepsilon_{t,\theta} = 5\%$  e  $\varepsilon_{u,\theta} = 10\%$ ; para os aços de alta ductilidade (CA 25/50, conforme ABNT NBR 6118),  $\varepsilon_{st,\theta} = 15\%$  e  $\varepsilon_{su,\theta} = 20\%$ .

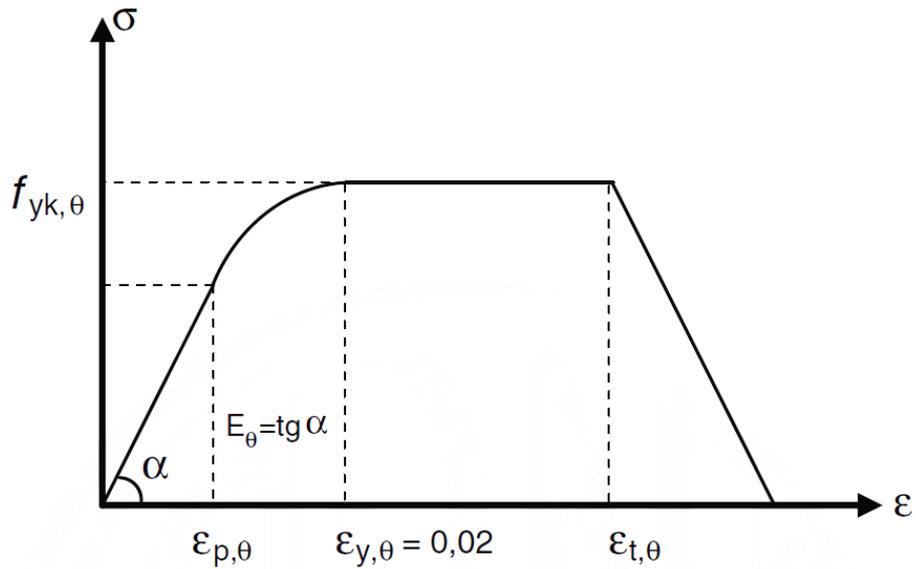
O aspecto dos diagramas tensão-deformação dos aços a altas temperaturas é apresentado na Figura 4.8

Tabela 4.6 - Valores da relação  $k_{p\theta} = f_{pk,\theta}/f_{yk}$  para aços de armadura passiva

Temperatura °C	$k_{p,\theta} = f_{pk,\theta}/f_{yk}$	
	CA-50	CA-60
20	1,00	1,00
100	1,00	0,96
200	0,81	0,92
300	0,61	0,81
400	0,42	0,63
500	0,36	0,44
600	0,18	0,26
700	0,07	0,08
800	0,05	0,06
900	0,04	0,05
1000	0,02	0,03
1100	0,01	0,02
1200	0,00	0,00

Fonte: NBR 15200:2012 - Tabela D1

Figura 4.8 - Aspecto do diagrama tensão-deformação dos aços a altas temperaturas



Fonte: NBR15200:2012 - Figura D1

#### 4.4 VALOR DE CÁLCULO DAS RESISTÊNCIAS

Segundo a NBR 15200:2012, os valores de cálculo das resistências do concreto e dos aços em situação de incêndio devem ser determinados usando-se,  $\gamma_m = 1.0$ , sendo:

$$f_{cd,\theta} = f_{ck,\theta} \quad (4.9)$$

$$f_{yd,\theta} = f_{yk,\theta} \quad (4.10)$$

onde:

$f_{cd,\theta}$  é o valor de resistência de cálculo do concreto a uma determinada temperatura;

$f_{ck,\theta}$  é a resistência característica do concreto a uma determinada temperatura;

$f_{yd,\theta}$  é o valor de resistência de cálculo do aço a uma determinada temperatura;

$f_{yk,\theta}$  é a resistência característica do aço a uma determinada temperatura.

## 5 AÇÕES E SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

### 5.1 AÇÕES E SEGURANÇA SEGUNDO NBR 8681:2003

De acordo com a NBR 8681:2003, as ações são causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas e são classificadas basicamente em três grupos.

**AÇÕES PERMANENTES:** São ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção, e são classificadas em:

**AÇÕES PERMANENTES DIRETAS:** Pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos devidos

ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas.

**AÇÕES PERMANENTES INDIRETAS:** A protensão, os recalques de apoio, a retração dos materiais, a fluência do concreto e as Imperfeições geométricas.

**AÇÕES VARIÁVEIS:** Consideram-se como ações variáveis as cargas acidentais das construções, bem como efeitos, tais como forças de frenação, de impacto e centrífugas, os efeitos do vento, das variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Em função de sua probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, e são classificadas em:

**AÇÕES VARIÁVEIS NORMAIS:** Ações variáveis com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção.

**AÇÕES VARIÁVEIS ESPECIAIS:** Nas estruturas em que devam ser consideradas certas ações especiais, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais, elas também devem ser admitidas como ações variáveis. As combinações de ações em que comparecem ações especiais devem ser especificamente definidas para as situações especiais consideradas.

**AÇÕES EXCEPCIONAIS:** Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas.

Consideram-se como excepcionais as ações decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais. Os incêndios, ao invés de serem tratados como causa de ações excepcionais, também podem ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura.

Em situação de temperatura ambiente a segurança estrutural é verificada quando os esforços atuantes forem menores ou iguais aos esforços resistentes do elemento estrutural. De forma simplificada as condições de segurança são expressas pela Inequação 5.1.

$$S_d \leq R_d \quad (5.1)$$

Onde:

$S_d$  Valor de cálculo do esforço atuante;

$R_d$  Valor de cálculo correspondente ao esforço resistente.

## 5.2 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

A NBR 8681:2003, recomenda para a combinação última excepcional, a seguinte equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + F_{Q.exc} + \gamma_q \cdot \sum_{j=1}^n \psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k} \quad (5.2)$$

Onde:

$F_d$  Valor de cálculo da ação;

$F_{Gi,k}$  Valor característico das ações permanentes;

$F_{Q.exc}$  Valor da ação transitória excepcional;

$F_{Qj,k}$  Valor característico da ação variável;

$\gamma_{gi}$  Coeficiente de ponderação das ações permanentes conforme Tabela 5.1;

$\gamma_q$  Coeficiente de ponderação das ações variáveis conforme Tabela 5.2;

$\psi_{0j,fe}$  Fator de combinação efetivo utilizado para determinação dos valores reduzidos das ações variáveis conforme Tabela 5.3.

Tabela 5.1 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes nas combinações excepcionais

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,00
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,00
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,00
	Elementos construtivos industrializados <sup>(1)</sup>	1,15	1,00
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,20	1,00
	Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>(2)</sup>	1,30	1,00

<sup>(1)</sup> Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado

<sup>(2)</sup> Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos

Fonte: NBR 8681:2003 - Tabela 1

Tabela 5.2 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações variáveis nas combinações excepcionais

Combinação	Tipo de Ação	Coeficiente de ponderação
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

Fonte: NBR 8681:2003 - Tabela 4

Tabela 5.3 - Valores dos fatores de combinação ( $\psi_0$ ) e de redução ( $\psi_1$  e  $\psi_2$ ) para as ações variáveis

Ações	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2^{(3),(4)}$
<i>Cargas acidentais de edifícios</i>			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>(1)</sup>	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas <sup>(2)</sup>	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6

(1) Edificações residenciais, de acesso restrito.  
(2) Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.  
(3) Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para  $\psi_2$  o valor zero.  
(4) Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução  $\psi_2$  pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.

Fonte: NBR 8681:2003 - Tabela 6

De acordo com a NBR 15200:2012, como alternativa, na ausência de qualquer solicitação gerada pelas deformações impostas em situação de incêndio, as solicitações de cálculo em situação de incêndio ( $S_{d,fi}$ ) podem ser calculadas admitindo-as iguais a 70 % das solicitações de cálculo à temperatura ambiente ( $S_d$ ), tomando-se apenas as combinações de ações que não incluem o vento, conforme Equação 5.3.

$$S_{d,fi} = 0,7 \cdot S_d \quad (5.3)$$

Onde:

$S_{d,fi}$  Solicitações de cálculo em situação de incêndio;

$S_d$  Solicitações de cálculo em temperatura ambiente;

## **6 TEMPO REQUERIDO DE RESTÊNCIA AO FOGO - TRRF**

Nos estados em que a resistência ao fogo de elementos estruturais das edificações, não fazem parte dos requisitos dos sistemas e medidas de segurança contra incêndio, deve-se atender o previsto no Código de Defesa do Consumidor, no qual menciona as normas da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). Desta forma, o TRRF poderá ser determinado de acordo o previsto na NBR14432:2001.

Segundo a NBR14432:2001, a ação correspondente ao incêndio pode ser representada por um intervalo de tempo de exposição ao incêndio-padrão. Esse intervalo de tempo chamado tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é definido nesta Norma a partir das características da construção e do seu uso.

O TRRF constitui um parâmetro para projeto, e não deve ser confundido com o tempo de duração de um incêndio, tempo de desocupação da edificação ou tempo de resposta do Corpo de Bombeiros.

### **6.1 METODO TABULAR PARA DETERMINAÇÃO DO TRRF**

Neste método o TRRF, é definido de acordo com a NBR 14432:2001, levando-se em conta as características da edificação e de sua ocupação. Os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) devem ser determinados de acordo com as Tabelas 6.1e 6.2, com as recomendações dos anexos A e B e das seções 6 e 10 da mesma norma.

Tabela 6.1 – Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos

Grupo	Ocupação / uso	Divisão	Profundidade do Subsolo		Altura da edificação				
			Classe S <sub>2</sub>	Classe S <sub>1</sub>	Class e P <sub>1</sub>	Classe P <sub>2</sub>	Classe P <sub>3</sub>	Classe P <sub>4</sub>	Classe P <sub>5</sub>
			hs > 10	hs ≤ 10	h > 6	6 < h ≤ 12	12 < h ≤ 23	23 < h ≤ 30	h > 30
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60(30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de hospedagem	B-1 a B-2	90	60	30	60(30)	60	90	120
C	Comercial varejista	C-1 a C-3	90	60	60(30)	60(30)	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60(30)	30	60(30)	60	90	120
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60(30)	30	30	60	90	120
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60(30)	60	60	90	120
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60(30)	30	60(30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60(30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industriais	I-1	90	60(30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60(30)	60(30)	90(60)	120(90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60(30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90(60)	120(90)	120

Fonte: NBR14432:2001 - Anexo A - Tabela A.1

Tabela 6.2 - Classificação das edificações quanto à sua ocupação

Grupo	Ocupação / uso	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	A-1	Habitação unifamiliares	Casas térreas ou assobradadas, isoladas ou não
		A-2	Habitação multifamiliares	Edifícios de apartamento em geral
		A-3	Habitações coletivas	Pensionatos, internatos, mosteiros, conventos, residenciais geriátricos
B	Serviços de hospedagem	B-1	Hotéis e assemelhados	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, albergues, casas de cômodos
		B-2	Hotéis residenciais	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se apart-hotéis, hotéis residenciais)
C	Comercial varejista	C-1	Comércio em geral, de pequeno porte	Armarinhos, tabacarias, mercearias, fruteiras, butiques e outros
		C-2	Comércio de grande e médio portes	Edifícios de lojas, lojas de departamentos, magazines, galerias comerciais, supermercados em geral, mercado e outros
		C-3	Centros comerciais	Centro de compras em geral (shopping centers)
D	Serviços profissionais pessoais e técnicos	D-1	Locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, consultórios, instituições financeiras (que não estejam incluídas em D-2), repartições públicas, cabeleireiros laboratórios de análises clínicas sem internação, centro profissionais e outros
		D-2	Agências bancárias	Agências bancárias e assemelhados
		D-3	Serviços de reparação (exceto os classificados em G e I)	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros

Grupo	Ocupação / uso	Divisão	Descrição	Exemplos
E	Educação e cultura física	E-1	Escolas em geral	Escolas de primeiro, segundo e terceiro graus, cursos supletivos e pré-universitário e outros
		E-2	Escolas especiais	Escolas de artes e artesanato, de línguas, de cultura geral, de cultura estrangeira e outras
		E-3	Espaço para cultura física	Locais de ensino e/ou práticas de artes marciais ginástica (artística, dança musculação e outros) esportes coletivos (tênis, futebol e outros que não estejam incluídos em F-3), sauna, casas de fisioterapia e outros
		E-4	Centros de treinamento profissional	Escolas profissionais em geral
		E-5	Pré-escolas	Creches, escolas maternas, jardins-de-infância
		E-6	Escolas para portadores de deficiências	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros
F	Locais de reunião pública	F-1	Locais onde há objetos de valor inestimável	Museus e galerias de Arte
		F-2	Templos e auditórios	Igrejas, sinagogas, templos e auditórios em geral
		F-3	Centros esportivos	Estádios, ginásios e piscinas cobertas com arquibancadas, arenas em geral
		F-4	Estações e terminais de passageiros	Estações rodo ferroviárias, aeroportos, estações de transbordo e outros
		F-5	Locais de produção e apresentação de artes cênicas	Teatros em geral cinemas, óperas, auditórios de estúdios de rádio e televisão e outros
		F-6	Clubes sociais	Boates e clubes noturnos em geral, salões de baile, restaurantes dançantes, clubes sociais e assemelhados
		F-7	Construções provisórias	Circos e assemelhados

Grupo	Ocupação / uso	Divisão	Descrição	Exemplos
F	Locais de reunião pública	F-8	Locais para refeições	Restaurantes, lanchonetes, bares, cafés, refeitórios, cantinas e outros
G	Serviços automotivos	G-1	Garagens sem acesso de público e sem abastecimento	Garagens coletivas sem automação, em geral, sem abastecimento (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-2	Garagens com acesso de público e sem abastecimento	Garagens coletivas sem automação, em geral, sem abastecimento (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-3	Locais dotados de abastecimento de combustível	Postos de abastecimento e serviço, garagens (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-4	Serviços de conservação, manutenção e reparos	Postos de serviço sem abastecimento, oficinas de conserto de veículos (exceto de carga e coletivos), borracharia (sem recauchutagem)
		G-5	Serviços de manutenção em veículos de grande porte e retificadoras em geral	Oficinas e garagens de veículos de carga e coletivos, máquinas agrícolas e rodoviárias, retificadoras de motores
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1	Hospitais veterinários e assemelhados	Hospitais, clínicas e consultórios veterinários e assemelhados (inclui-se alojamento com ou sem adestramento)
		H-2	Locais onde pessoas requerem cuidados especiais por limitações físicas ou mentais	Asilos, orfanatos, abrigos geriátricos, reformatórios sem celas e outros
		H-3	Hospitais e assemelhados	Hospitais, casa de saúde, prontos-socorros, clínicas com internação, ambulatórios e postos de atendimento de urgência, postos de saúde e puericultura e outros

Grupo	Ocupação / uso	Divisão	Descrição	Exemplos
H	Serviços de saúde e institucionais	H-4	Prédios e instalações vinculadas às forças armadas, polícias civil e militar	Quartéis, centrais de polícia, delegacia distritais, postos policiais e outros
		H-5	Locais onde a liberdade das pessoas sofre restrições	Hospitais psiquiátricos, reformatórios, prisões em geral e instituições assemelhadas
I	Industrial, comercial de médio e alto risco, atacadista	I-1	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados ou depositados apresentem médio potencial de incêndio	Locais onde a carga de incêndio não atinja 1 200 MJ/m <sup>2</sup> . (Ver tabela C.1, Anexo C - NBR14432)
		I-2	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados e/ou depositados apresentem grande potencial de incêndio	Locais onde a carga de incêndio ultrapassa 1 200 MJ/m <sup>2</sup> . (Ver tabela C.1, Anexo C - NBR14432)
J	Depósitos	J-1	Depósitos de baixo risco de incêndio	Depósitos sem risco de incêndio expressivo. Edificações que armazenam tijolos, pedras, areias, cimentos, metais e outros materiais incombustíveis
		J-2	Depósitos de médio e alto risco de incêndio	Depósitos com risco de incêndio maior. Edificações que armazenam alimentos, madeira, papel, tecidos e outros

Fonte: NBR 14342:2001 - Anexo B - Tabela B.1

## 7 DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

### 7.1 METODO TABULAR PARA DIMENSIONAMENTO SEGUNDO NBR 15200:2012

Segundo a NBR 15200:2012, neste método é necessário apenas atender as dimensões mínimas apresentadas nas tabelas, em função do tipo de elemento estrutural e do TRRF, respeitando-se as limitações indicadas. As dimensões dos elementos estruturais deverão sempre estar em acordo com as prescrições da NBR 6118:2014. Essas dimensões mínimas normalmente são; a largura das vigas, a espessura das lajes, as dimensões das seções transversais de pilares e tirantes, e principalmente, a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo  $C_I$ .

É importante enfatizar, que os valores de  $C_I$  apresentados em todas as tabelas referem-se a armaduras passivas (NBR 15200, 2012).

A NBR 15200:2012, aplica-se às estruturas de concretos normais, identificadas por massa específica seca maior do que  $2.000 \text{ kg/m}^3$ , não excedendo  $2.800 \text{ kg/m}^3$ , do grupo I de resistência C20 a C50, conforme classificação da NBR 8953:1992. Para concretos do grupo II de resistência, conforme classificação da ABNT NBR 8953:1992, podem ser empregadas as recomendações do Eurocode 2, Parte 1.2.

As tabelas desse método, baseiam-se no princípio de que a temperatura em um ponto da seção transversal do elemento estrutural, decai quanto mais afastado estiver da face exposta ao fogo. Sendo assim, quanto maior for a seção transversal do elemento estrutural, menor será a temperatura no seu núcleo, e quanto maior for o cobrimento menor será a temperatura nas armaduras (COSTA & SILVA, 2003).

Os ensaios mostram que em situação de incêndio as peças de concreto rompem usualmente por flexão ou flexocompressão e não por cisalhamento. Por isso, considera-se apenas a armadura longitudinal no método tabular (NBR 15200:2012).

Os valores de  $C_1$  indicados na Tabela 7.1, Tabela 7.2, Tabela 7.3 e Tabela 7.4, foram determinados considerando-se:

$$\frac{S_{d,fi}}{S_d} = 0,7 \quad e \quad \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 1,0$$

Onde:

- $S_{d,fi}$  Valor de cálculo dos esforços solicitantes em situação de incêndio;
- $S_d$  Valor de cálculo dos esforços solicitantes em situação de temperatura ambiente;
- $A_{s,calc}$  Área de armadura calculada conforme NBR6118:2012;
- $A_{s,ef}$  Área de aço efetivamente instalada no elemento estrutural.

Nos casos em que a relação  $A_{s,calc} / A_{s,ef} < 1,0$ , a NBR15200:2012, item 8.2, p.14, permite a redução de  $C_1$  em  $\Delta C_1$ , Conforme a Equação 7.1.

$$\Delta C_1 = 24,5 - 35 \cdot \frac{S_{d,fi}}{S_d} \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (7.1)$$

Onde:

- $\Delta C_1$  Redução do cobrimento  $C_1$  em (mm);
- $S_{d,fi}$  Valor de cálculo dos esforços solicitantes em situação de incêndio;
- $S_d$  Valor de cálculo dos esforços solicitantes em situação de temperatura ambiente;
- $A_{s,calc}$  Área de armadura calculada conforme NBR6118:2012;
- $A_{s,ef}$  Área de aço efetivamente instalada no elemento estrutural.

A Equação 7.1 é válida somente nos intervalos:

$$0,4 \leq \frac{S_{d,fi}}{S_d} \leq 0,7 \quad e \quad 0,7 \leq \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \leq 1,0$$

Quando:

$$\frac{S_{d,fi}}{S_d} < 0,4$$

Adota-se

$$\frac{S_{d,fi}}{S_d} = 0,4$$

Quando:

$$\frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} < 0,7$$

Adote-se

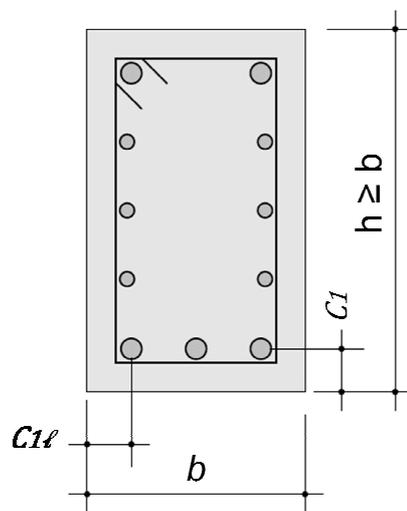
$$\frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 0,7$$

### 7.1.1 Vigas

Na Tabela 7.1 e Tabela 7.2, são fornecidos os valores de  $b_{min}$  e  $b_{wmin}$  das vigas e o valor de  $C_1$  das armaduras inferiores em função do TRRF. As tabelas foram desenvolvidas com a hipótese de aquecimento em três lados das vigas sob as lajes. Para as vigas com aquecimento nos quatro lados, pode-se empregar as mesmas Tabelas 7.1 e 7.2, desde que sua altura não seja inferior a  $b_{min}$  e a área da seção transversal não seja inferior a  $2 \cdot b_{min}^2$ .

Nas faces inferiores das vigas junto as bordas, haverá concentração de temperatura. Por essa razão, em vigas com somente uma camada de armaduras e largura não superior ao  $b_{min}$  indicado na coluna 3 da Tabela 7.1 e na coluna 2 da Tabela 7.2, conforme o TRRF, a distância  $C_{1\ell}$  no fundo das vigas deve ser 10 mm maior do que o  $C_1$  dado pelas referidas tabelas, ver Figura 7.1.

Figura 7.1 - Distâncias  $C_1$  e  $C_{1\ell}$



Fonte: NBR15200:2012 - Figura 6

A alternativa, para se manter iguais os cobrimentos das armaduras tanto em relação à face inferior quanto à lateral da viga, é especificar barras de canto com um diâmetro imediatamente superior ao calculado, conforme ABNT NBR 7480, e valido para estruturas de concreto armado.

Tabela 7.1 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas

TRRF	Combinações de $b_{min}/c_1$ - (mm / mm)				$b_{wmin}$ (mm)
	1	2	3	4	
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/60	190/45	300/40	400/35	100
120	190/68	240/60	300/55	500/50	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela 4

Tabela 7.2 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos

TRRF	Combinações de $b_{min}/c_1$ - (mm / mm)				$b_{wmin}$ (mm)
	1	2	3	4	
30	80/15	160/12	-	-	80
60	120/25	190/12	-	-	100
90	140/37	250/25	-	-	100
120	190/45	300/35	400/35	500/30	120
180	240/60	400/50	550/50	600/40	140

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela 4

Os valores indicados na Tabela 7.2 somente podem ser utilizados se o coeficiente de redistribuição de momentos à temperatura ambiente respeitar os limites estabelecidos na ABNT NBR 6118:2014, item 14.6.4.3. Caso contrário, deve ser empregada a Tabela 7.1 (vigas biapoiadas) ou deve ser elaborada análise mais precisa.

Para vigas contínuas com TRRF  $\geq 90$  min, a área de armaduras negativas entre a linha de centro do apoio e  $0,3 \ell_{ef}$  não pode ser menor do que:

$$A_{s,calc}(x) = A_{s,calc}(0) \cdot \left( 1 - 2,50 \cdot \frac{x}{\ell_{ef}} \right) \quad (7.2.)$$



No cálculo das dimensões mínimas das vigas conforme a Tabela 7.1 e Tabela 7.2, é permitido pela NBR 15200:2012 a consideração do revestimento na determinação da distância  $C_1$  quando respeitadas as seguintes prescrições:

- Revestimentos aderentes de argamassa de cal e areia (aderência à tração de acordo com a NBR 13528 (2010)) têm 67% de eficiência relativa ao concreto;
- Revestimentos de argamassa de cimento e areia aderentes (aderência à tração de acordo com a NBR 13528 (2010)) têm 100% de eficiência relativa ao concreto;
- revestimentos protetores à base de gesso, vermiculita ou fibras com desempenho equivalente podem ser empregados, desde que sua eficiência e aderência na situação de incêndio sejam demonstradas experimentalmente.

#### 7.1.2 Lajes

No dimensionamento das lajes maciças, utiliza-se a Tabela 7.3 e Tabela 7.4, para determinação das espessuras mínimas considerando aquecimento na face inferior, bem como o valor de  $C_1$  das armaduras inferiores em função do TRRF. Os valores de  $h$  indicados na Tabela 7.3 e Tabela 7.4, são os mínimos para garantir a função corta-fogo. Caso não haja tal exigência, as espessuras das lajes deverão ser calculadas de acordo com as definições da NBR 6118:2014.

Tabela 7.3 – Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas

TRRF (min)	h <sup>a</sup> (mm)	C <sub>1</sub> (mm)		
		Laje armada em duas direções <sup>b</sup>		Laje armada em uma direção ℓ <sub>y</sub> /ℓ <sub>x</sub> > 2
		ℓ <sub>y</sub> / ℓ <sub>x</sub> ≤ 1,5	1,5 < ℓ <sub>y</sub> / ℓ <sub>x</sub> ≤ 2	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40
180	150	30	40	55

<sup>a</sup> Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.

<sup>b</sup> Lajes apoiadas nas quatro bordas; caso contrário, a laje deve ser considerada armada em uma direção.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela 6

Tabela 7.4 – Dimensões mínimas para lajes contínuas

TRRF (min)	h <sup>a</sup> (mm)	C <sub>1</sub> <sup>b</sup> (mm)
30	60	10
60	80	10
90	100	15
120	120	20
180	150	30

<sup>a</sup> Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.

<sup>b</sup> Lajes apoiadas nas quatro bordas; caso contrário, a laje deve ser considerada armada em uma direção.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela 7

Para o uso da TABELA 7.4, aplicam-se os mesmos requisitos para vigas contínuas de acordo com a NBR15200:2012 - item 8.2.1, referentes à redistribuição de momentos e prolongamento das armaduras negativas no vão dos elementos estruturais. No caso de essas exigências não serem observadas, as lajes contínuas sobre vigas conforme a Tabela 7.4, devem ser tratadas como simplesmente apoiadas conforme a Tabela 7.3.

### 7.1.3 Método tabular geral para dimensionamento de pilares retangulares e circulares

Os métodos que serão apresentados para dimensionamento de pilares são adequados as estruturas de nós fixos, no entanto poderão ser utilizados nos casos de estruturas em que os deslocamentos não lineares de 2ª ordem, devido ao desaprumo puderem ser desconsiderados em situação de incêndio. Em qualquer caso, os efeitos globais de 2ª ordem à temperatura ambiente não podem ultrapassar 30 % dos esforços de 1ª ordem: Por exemplo;  $\gamma_z \leq 1,3$ .

Na Tabela 7.5 e Tabela 7.6, são fornecidas as dimensões mínimas para as seções transversais e os valores de  $C_1$  das armaduras para pilares com uma face exposta ao fogo e para pilares-parede em função do TRRF.

Tabela 7.5 – Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo

TRRF	Combinações de $b_{min}/C_1$ <i>mm/mm</i>
30	155/25
60	155/25
90	155/25
120	175/35
180	230/55

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela 12

Para emprego da Tabela 7.6, referente a pilares-parede Tem-se:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{sd,fi}}{N_{Rd}} \quad (7.4)$$

Onde:

$N_{sd,fi}$  Valor de cálculo da força axial em situação do incêndio;

$N_{Rd}$  Valor de cálculo da força normal resistente do pilar calculado de acordo com ABNT NBR 6118 com  $\gamma_m$  à temperatura ambiente, incluindo os efeitos da não linearidade geométrica (2ª ordem) e desconsiderados os efeitos das forças decorrentes do vento.

Tabela 7.6 – Dimensões mínimas para pilares-parede <sup>a</sup>

TRRF min	Combinações de $b_{min}/C_1$ <i>mm/mm</i>			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	Uma face exposta	Duas faces expostas	Uma face exposta	Duas faces expostas
	1	2	3	4
30	100/10	120/10	120/10	120/10
60	110/10	120/10	130/10	140/10
90	120/20	140/10	140/25	170/25
120	140/25	160/25	160/35	220/35
180	180/40	200/45	210/50	270/55

<sup>a</sup> Pilar-parede conforme ABNT NBR 6118.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela 13

Para pilares com mais de uma face exposta ao fogo, pode-se empregar o método analítico conforme seção 7.1.4, ou o método tabular geral de acordo com as Tabelas 7.7 a 7.15

A NBR 15200:2012, no (anexo E), apresenta o método tabular geral para dimensionamento de pilares retangulares ou circulares.

Os pilares de concreto armado podem ser dimensionados em situação de incêndio a partir das Tabelas 7.7 a 7.15. Em pilares onde  $A_s \geq 0,02 A_c$ , é necessária uma distribuição uniforme das armaduras ao longo dos lados da seção para TRRF  $\geq 90$  min.

As tabelas 7.7 a 7.15 utilizam os seguintes símbolos e definições:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot F_{cd}}$$

$$v_{fi} = \frac{N_{0Sa,fi}}{0,7 \cdot (A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})}$$

$$f_{cd} = f_{ck}$$

$$f_{yd} = f_{yk}$$

$$e = \text{máx}$$

$$e = \frac{M_{0Sd,fi}}{N_{0Sd,fi}}$$

$$\lambda_{fi} = \frac{\ell_{ef,fi}}{r}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_c}}$$

Onde:

- $A_s$  Área total da seção das barras de aço;
- $A_c$  Área da seção de concreto;
- $\omega$  Taxa mecânica de armadura;
- $f_{cd}$  Valor de cálculo da resistência do concreto à compressão à temperatura ambiente;
- $f_{yd}$  Valor de cálculo da resistência do aço à temperatura ambiente;
- $e$  Excentricidade de primeira ordem em situação de incêndio;
- $e_{máx}$  Máximo valor da excentricidade para uso das tabelas 7.7 a 7.15;
- $N_{Sd,fi}$  Valor de cálculo do esforço normal de compressão de 1ª ordem em situação de incêndio, que pode ser assumido igual a 70 % de  $N_{Sd}$ , em que  $N_{Sd}$  é o valor de cálculo do esforço normal de compressão de 1ª ordem à temperatura ambiente, desconsiderado o efeito das forças decorrentes do vento
- $M_{Sd,fi}$  Valor de cálculo do momento fletor de 1ª ordem em situação de incêndio, que pode ser assumido igual a 70 % de  $M_{Sd}$ , em que  $M_{Sd}$  é o valor de cálculo do momento fletor de 1ª ordem à temperatura ambiente, desconsiderado o efeito das forças decorrentes do vento;
- $\lambda_{fi}$  Esbeltez em situação de incêndio;
- $\ell_{ef,fi}$  Comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio;
- $r$  Raio de giração;
- $I$  Momento de inércia da seção de concreto;

$C_1$  Distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo. Em seu cálculo, é permitida a consideração do revestimento conforme as prescrições dispostas na NBR15200:2012, item 8.2.

$b_{\min}$  Mínima dimensão da seção transversal do pilar (retangular ou circular), expressa em milímetros.

Tabela 7.7– Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,1$  e  $e_{\max} = 10 \text{ mm}$  (para  $b \leq 400 \text{ mm}$ ) e  $e_{\max} = 0,025 \times b$  (para  $b > 400 \text{ mm}$ )

TRRF min	$\lambda_{fi}$	$b_{\min} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,30$	$v_{fi} = 0,50$	$v_{fi} = 0,70$
30	30	150/25	150/25	150/25	150/25
	40	150/25	150/25	150/25	150/25
	50	150/25	150/25	150/25	200/25
	60	150/25	150/25	200/25	250/25
	70	150/25	150/25	250/25	300/25
	80	150/25	200/25	250/30: 300/25	350/25
60	30	150/25	150/25	200/25	200/30:250/25
	40	150/25	150/25	200/25	250/25
	50	150/25	200/25	250/25	300/25
	60	150/25	200/40:250/25	250/40:300/25	350/30:400/25
	70	200/25	250/30:300/25	300/40:350/25	450/35:550/25
	80	200/30: 250/25	250/40:300/25	400/30:450/25	550/60:600/35
90	30	150/25	200/25	200/50:250/25	250/30:300/25
	40	150/35:200/25	200/30:250/25	250/25	300/25
	50	200/25	250/25	300/25	350/50:400/25
	60	200/35:250/25	250/40:300/25	350/35:400/25	450/50:55/25
	70	250/25	300/35:350/25	400/45:550/25	600/40
	80	250/30:300/25	350/35:400/25	550/40:600/25	a
120	30	200/25	200/25	200/25	300/45:350/25
	40	200/25	200/25	300/25	400/25
	50	200/25	300/25	350/50:400/25	450/50:500/25
	60	200/25	300/25	450/40:500/25	550/50
	70	250/50:300/25	400/25	500/60:550/25	a
	80	300/25	450/40:500/25	600/45	a
180	30	250/25	250/25	350/25	400/50:450/25
	40	250/25	300/30:350/25	400/25	450/50:500/25
	50	250/50:300/25	350/50:400/25	450/40:500/25	550/60:600/35
	60	300/40:350/25	450/25	550/40:600/25	a
	70	350/30:400/25	500/25	600/80	a
	80	400/30:450/25	550/45:600/25	a	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.1

Tabela 7.8 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,1$  e  $e_{máx} = 0,25 \times b$   
(para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{máx} = 100$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF min	$\lambda_{fi}$	$b_{mín} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,30$	$v_{fi} = 0,50$	$v_{fi} = 0,70$
30	30	150/25	150/25	200/30:250/25	300/30:350/25
	40	150/25	150/30:200/25	300/25	500/40:550/25
	50	150/25	200/40:250/25	350/40:500/25	550/25
	60	150/25	300/25	550/25	600/30
	70	200/25	350/40:500/25	550/30:600/25	a
	80	250/25	550/25	a	a
60	30	150/30:200/25	200/40:300/25	300/40:500/25	500/25
	40	200/30:250/25	300/35:350/25	450/50:550/25	550/40:600/25
	50	200/40:300/25	350/45:550/25	550/30:600/30	600/55
	60	250/35:400/25	450/50:550/25	600/35	a
	70	300/40:500/25	550/30:600/25	600/80	a
	80	400/40:550/25	600/30	a	a
90	30	200/40:250/25	300/40:400/25	500/50:550/25	550/40:600/25
	40	250/40:350/25	350/50:550/25	550/35:600/25	600/50
	50	300/40:500/25	500/60:550/25	600/40	a
	60	300/50:550/25	550/45:600/25	a	a
	70	400/50:550/25	600/45	a	a
	80	500/60:600/25	a	a	a
120	30	250/50:350/25	400/50:550/25	550/25	550/60:600/45
	40	300/50:500/25	500/50:550/25	550/50:600/25	a
	50	400/50:550/25	550/50:600/25	600/60	a
	60	500/50:550/25	550/55:600/50	a	a
	70	500/60:600/25	600/60	a	a
	80	550/50:600/25	a	a	a
180	30	400/50:500/25	500/60:550/25	550/60:600/30	a
	40	500/50:550/25	550/50:600/25	600/80	a
	50	550/25	600/60	a	a
	60	550/50:600/25	600/80	a	a
	70	600/55	a	a	a
	80	600/70	a	a	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.2

Tabela 7.9 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,1$  e  $e_{m\acute{a}x} = 0,5 \times b$  (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{m\acute{a}x} = 200$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF min	$\lambda_{fi}$	$b_{m\acute{i}n} / c_1$				
		$\nu_{fi} = 0,15$	$\nu_{fi} = 0,30$	$\nu_{fi} = 0,50$	$\nu_{fi} = 0,70$	
30	30	150/25	400/40:550/25	500/25	a	
	40	200/25	550/25	550/35:600/30	a	
	50	250/30:300/25	550/30:600/25	a	a	
	60	300/40:550/25	600/25	a	a	
	70	400/40:550/25	a	a	a	
	80	550/25	a	a	a	
	60	30	300/35:500/25	500/50:550/25	550/50:600/40	a
		40	350/40:550/25	550/40:600/30	a	a
50		450/50:550/25	550/50:600/40	a	a	
60		550/30	600/80	a	a	
70		550/35	a	a	a	
80		550/40	a	a	a	
90		30	350/50:550/25	550/45:600/40	600/80	a
		40	500/60:600/30	550/60:600/50	a	a
	50	550/40	600/80	a	a	
	60	550/50:600/45	a	a	a	
	70	550/60:600/50	a	a	a	
	80	600/70	a	a	a	
	120	30	550/40:600/30	550/50	a	a
		40	550/50:600/45	600/70	a	a
50		550/55:600/50	a	a	a	
60		550/60:600/50	a	a	a	
70		600/70	a	a	a	
80		a	a	a	a	
180		30	550/50	600/80	a	a
		40	550/60	a	a	a
	50	600/70	a	a	a	
	60	a	a	a	a	
	70	a	a	a	a	
	80	a	a	a	a	

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.3

Tabela 7.10 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,5$  e  $e_{máx} = 10 \text{ mm}$   
(para  $b \leq 400 \text{ mm}$ ) e  $e_{máx} = 0,025 \times b$  (para  $b > 400 \text{ mm}$ )

TRRF	$\lambda_{fi}$	$b_{mín} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,30$	$v_{fi} = 0,50$	$v_{fi} = 0,70$
30	30	150/25	150/25	150/25	150/25
	40	150/25	150/25	150/25	150/25
	50	150/25	150/25	150/25	200/25
	60	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
	70	150/25	150/25	200/25	250/25
	80	150/25	150/25	200/30:250/25	300/25
	30	150/25	150/25	150/30:200/25	200/35:250/25
	40	150/25	150/25	200/25	250/30:300/25
60	50	150/25	150/35:200/25	200/40:250/25	250/40:350/25
	60	150/25	200/30:250/25	250/30:300/25	300/40:450/25
	70	150/25	200/35:250/25	250/40:350/25	350/45:600/25
	80	150/35:200/25	250/30:300/25	300/40:500/25	450/50:600/35
	30	150/25	150/40:200/25	200/40:250/25	250/40:300/25
	40	150/25	200/35:250/25	250/30:300/25	300/40:400/25
90	50	150/40:200/25	200/45:250/25	250/45:350/25	350/45:550/25
	60	200/25	250/35:300/25	300/45:400/25	400/50:600/35
	70	200/35:250/25	250/45:350/25	350/45:600/25	550/50:600/45
	80	200/45:250/25	250/50:400/25	400/50:600/35	600/60
	30	150/35:200/25	200/40:250/25	250/45:300/25	350/45:500/25
	40	200/25	250/25	300/45:350/25	400/50:550/25
120	50	200/40:250/25	250/45:300/25	350/45:450/25	450/50:600/25
	60	200/50:250/25	300/45:350/25	400/50:550/25	500/60:600/35
	70	250/35:300/25	350/45:450/25	500/50:600/40	600/45
	80	250/45:300/25	400/50:550/25	500/60:600/45	600/60
	30	200/45:250/25	250/35:300/25	350/45:400/25	450/45:500/25
	40	250/25	300/45:350/25	450/25	500/55:600/50
180	50	250/35:300/25	350/45:400/25	500/40:550/25	600/65
	60	300/40:350/25	450/25	500/60:600/55	600/80
	70	350/25	500/40:550/25	600/65	a
	80	400/30:450/25	500/55:600/45	600/80	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.4

Tabela 7.11 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,5$  e  $e_{máx} = 0,25 \times b$  (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{máx} = 100$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF	$\lambda_{fi}$	$b_{mín} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,30$	$v_{fi} = 0,50$	$v_{fi} = 0,70$
30	30	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
	40	150/25	150/25	150/25	300/45:350/25
	50	150/25	150/25	200/30:250/25	350/40:450/25
	60	150/25	150/25	250/30:300/25	500/30:550/25
	70	150/25	150/35:200/25	350/30:400/25	550/35:600/30
	80	150/25	200/30:250/25	400/40:500/25	600/50
	30	150/25	150/35:200/25	250/35:350/25	350/40:550/25
60	40	150/25	200/30:300/25	300/35:500/25	450/50:600/30
	50	150/30:200/25	200/40:350/25	300/45:550/25	500/50:600/35
	60	150/35:200/25	250/40:500/25	400/45:600/30	600/45
	70	200/30:300/25	300/40:500/25	500/40:600/35	600/80
	80	200/35:300/25	350/40:600/25	550/55:600/40	a
	30	150/35:200/25	200/45:300/25	300/45:550/25	550/50:600/40
	40	200/35:250/25	250/45:500/25	350/50:600/25	550/50:600/45
90	50	200/40:300/25	300/45:550/25	550/50:600/35	600/55
	60	200/50:400/25	350/50:600/25	550/50:600/45	a
	70	300/35:500/25	400/50:600/35	600/50	a
	80	300/40:600/25	500/55:600/40	600/80	a
	30	200/45:300/25	300/45:550/25	450/50:600/25	550/60:600/50
	40	200/50:350/25	350/50:550/25	500/50:600/40	600/55
	50	250/45:450/25	450/50:600/25	550/55:550/45	600/80
120	60	300/50:500/25	500/45:600/40	550/60:600/60	a
	70	350/50:550/25	500/50:550/45	600/75	a
	80	400/50:600/25	500/55:550/50	a	a
	30	300/45:450/25	450/50:600/25	500/60:600/50	600/75
	40	350/50:500/25	500/50:600/25	600/60	a
	50	450/50:500/25	500/60:600/50	600/70	a
	60	500/50:600/25	550/60:600/55	a	a
180	70	500/55:600/35	600/65	a	a
	80	500/60:600/55	600/75	a	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.5

Tabela 7.12 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,5$  e  $e_{máx} = 0,5 \times b$   
(para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{máx} = 200$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF	$\lambda_{fi}$	$b_{mín} / C_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,30$	$v_{fi} = 0,50$	$v_{fi} = 0,70$
30	30	150/25	150/25	250/35:300/25	500/40:550/25
	40	150/25	150/30:200/25	300/35:450/25	550/30
	50	150/25	200/30:250/25	400/40:500/25	550/50:600/40
	60	150/25	200/35:300/25	450/50:550/25	a
	70	150/25	250/40:400/25	500/40:600/30	a
	80	150/25	300/40:500/25	550/50:600/40	a
60	30	150/30:200/25	200/40:450/25	450/50:550/30	550/50:600/40
	40	150/35:250/25	250/40:500/25	500/40:550/35	600/60
	50	200/35:300/25	300/45:550/25	500/55:550/40	a
	60	200/40:500/25	400/40:600/30	550/50:600/45	a
	70	200/40:550/25	500/40:550/35	600/60	a
	80	250/40:600/25	500/45:600/35	a	a
90	30	250/40:450/25	300/50:500/25	500/55:600/40	600/80
	40	200/50:500/25	350/50:550/35	550/60:600/50	a
	50	250/45:550/25	500/45:550/40	600/60	a
	60	250/50:550/30	500/50:550/45	600/80	a
	70	300/50:550/35	550/50:600/45	a	a
	80	350/50:600/35	550/60:600/50	a	a
120	30	250/50:550/25	500/50:550/40	550/50	a
	40	300/50:600/25	500/55:550/45	550/60:600/55	a
	50	400/50:550/35	500/60:600/45	600/80	a
	60	450/50:600/40	550/50	a	a
	70	500/50:550/45	550/60:600/55	a	a
	80	550/60:600/45	600/70	a	a
180	30	500/45:550/30	550/55	600/75	a
	40	500/50:600/40	550/60	a	a
	50	500:60:550/50	600/70	a	a
	60	550/50	600/75	a	a
	70	550/60	a	a	a
	80	600/60	a	a	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.6

Tabela 7.13 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 1,0$  e  $e_{máx} = 10 \text{ mm}$   
(para  $b \leq 400 \text{ mm}$ ) e  $e_{máx} = 0,025 \times b$  (para  $b > 400 \text{ mm}$ )

TRRF	$\lambda_{fi}$	$b_{mín} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,30$	$v_{fi} = 0,50$	$v_{fi} = 0,70$
30	30	150/25	150/25	150/25	150/25
	40	150/25	150/25	150/25	150/25
	50	150/25	150/25	150/25	150/30:200/25
	60	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
	70	150/25	150/25	150/30:200/25	250/25
	80	150/25	150/25	200/30:250/25	250/30:300/25
	30	150/25	150/25	150/25	200/40:300/25
60	40	150/25	150/25	200/30:250/25	250/35:350/25
	50	150/25	150/30:200/25	200/40:250/25	250/40:350/25
	60	150/25	150/40:250/25	250/35:300/25	300/40:600/25
	70	150/25	200/35:250/25	250/40:400/25	350/40:450/35
	80	150/30:200/25	200/40:300/25	300/40:550/25	350/45:450/40
	30	150/25	200/25	200/40:250/25	250/45:600/25
	40	150/25	200/35:250/25	250/35:350/25	300/45:600/30
90	50	150/35:200/25	200/40:250/25	250/45:400/25	350/45:600/35
	60	150/40:250/25	250/55:300/25	300/45:550/25	400/50:600/40
	70	200/35:250/25	300/35:350/25	350/45:600/35	550/50:600/45
	80	200/40:250/25	300/40:500/25	350/50:600/40	550/65:600/55
	30	150/40:200/25	200/45:250/25	250/40:400/25	400/40:600/25
	40	200/30:250/25	250/25	300/45:400/25	400/50:600/30
	50	200/40:250/25	250/35:300/25	350/40:550/25	550/45:600/40
120	60	200/45:250/25	250/45:400/25	400/50:600/25	550/60:600/50
	70	250/25	350/35:450/25	550/40:600/35	600/70
	80	250/35:300/25	350/40:550/25	550/50:600/45	a
	30	200/50:250/25	300/25	350/45:450/25	500/50:600/45
	40	250/25	300/45:350/25	450/45:550/25	550/60:600/55
	50	250/30:300/25	350/40:450/25	450/50:600/40	600/70
	60	250/40:350/25	350/50:500/25	550/55:600/50	600/80
180	70	300/45:400/25	450/45:600/35	550/70:600/65	a
	80	350/40:450/25	550/50:600/40	600/75	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.7

Tabela 7.14 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 1,0$  e  $e_{máx} = 0,25 \times b$  (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{máx} = 100$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF	$\lambda_{fi}$	$b_{mín} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,30$	$v_{fi} = 0,50$	$v_{fi} = 0,70$
30	30	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
	40	150/25	150/25	150/25	300/45:350/25
	50	150/25	150/25	200/30:250/25	350/40:450/25
	60	150/25	150/25	250/30:300/25	500/30:550/25
	70	150/25	150/35:200/25	350/30:400/25	550/35:600/30
	80	150/25	200/30:250/25	400/40:500/25	600/50
	30	150/25	150/35:200/25	250/35:350/25	350/40:550/25
60	40	150/25	200/30:300/25	300/35:500/25	450/50:600/30
	50	150/30:200/25	200/40:350/25	300/45:550/25	500/50:600/35
	60	150/35:200/25	250/40:500/25	400/45:600/30	600/45
	70	200/30:300/25	300/40:500/25	500/40:600/35	600/80
	80	200/35:300/25	350/40:600/25	550/55:600/40	a
	30	150/35:200/25	200/45:300/25	300/45:550/25	550/50:600/40
	40	200/35:250/25	250/45:500/25	350/50:600/25	550/50:600/45
90	50	200/40:300/25	300/45:550/25	550/50:600/35	600/55
	60	200/50:400/25	350/50:600/25	550/50:600/45	a
	70	300/35:500/25	400/50:600/35	600/50	a
	80	300/40:600/25	500/55:600/40	600/80	a
	30	200/45:300/25	300/45:550/25	450/50:600/25	550/60:600/50
	40	200/50:350/25	350/50:550/25	500/50:600/40	600/55
	50	250/45:450/25	450/50:600/25	550/55:550/45	600/80
120	60	300/50:500/25	500/45:600/40	550/60:600/60	a
	70	350/50:550/25	500/50:550/45	600/75	a
	80	400/50:600/25	500/55:550/50	a	a
	30	300/45:450/25	450/50:600/25	500/60:600/50	600/75
	40	350/50:500/25	500/50:600/25	600/60	a
	50	450/50:500/25	500/60:600/50	600/70	a
	60	500/50:600/25	550/60:600/55	a	a
180	70	500/55:600/35	600/65	a	a
	80	500/60:600/55	600/75	a	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.8

Tabela 7.15 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 1,0$  e  $e_{máx} = 0,5 \times b$   
(para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{máx} = 200$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF min	$\lambda_{fi}$	$b_{mín} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,30$	$v_{fi} = 0,50$	$v_{fi} = 0,70$
30	30	150/25	150/25	200/30:300/25	500/30:550/25
	40	150/25	150/25	250/30:450/25	500/40:600/30
	50	150/25	150/30:200/25	300/35:500/25	550/35
	60	150/25	200/30:250/25	350/40:500/25	550/50
	70	150/25	200/30:300/25	450/50:550/25	a
	80	150/25	250/30:350/25	500/35:600/30	a
60	30	150/25	200/35:450/25	350/40:600/30	550/45:600/40
	40	150/30:200/25	200/40:500/25	450/50:500/35	600/60
	50	150/35:250/25	250/40:550/25	500/40:600/35	600/80
	60	200/30:350/25	300/40:600/25	500/50:600/40	a
	70	250/30:450/25	350/40:600/30	550/50:600/45	a
	80	250/55:500/25	450/40:500/35	600/70	a
90	30	200/35:300/25	250/50:550/25	500/50:600/40	600/70
	40	200/40:450/25	300/50:600/30	500/55:600/45	a
	50	200/45:500/25	350/50:600/35	550/50	a
	60	200/50:550/25	450/50:600/40	600/60	a
	70	250/45:600/30	500/50:600/45	600/80	a
	80	250/50:500/35	500/55:600/45	a	a
120	30	200/50:450/25	450/450:600/25	550/55:600/50	a
	40	250/50:500/25	500/40:600/30	600/65	a
	50	300/40:550/25	500/50:600/35	a	a
	60	350/45:550/25	500/60:600/40	a	a
	70	450/40:600/30	550/60:600/50	a	a
	80	450/45:600/30	600/65	a	a
180	30	350/45:550/25	500/45:600/40	600/80	a
	40	450/45:600/30	500/60:600/45	a	a
	50	450/50:600/35	500/70:600/55	a	a
	60	500/45:600/40	550/70:600/65	a	a
	70	500/50:600/40	600/75	a	a
	80	500/55:600/45	a	a	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.9

#### 7.1.4 Método analítico para determinação do tempo de resistência ao fogo de pilares

De acordo com a NBR 15200:20212, item 8.3, para pilares com mais de uma face exposta ao fogo, pode-se utilizar a formulação apresentada a seguir para o cálculo do tempo de resistência ao fogo (TRF), cujo valor deve ser superior ou igual ao TRRF adotado para a estrutura.

O tempo de resistência ao fogo de um pilar pode ser determinado segundo a Equação 7.5:

$$TRF = 120 \cdot \left( \frac{R_{\mu} + R_a + R_{\ell} + R_n}{120} \right)^{1.8} \quad (7.5)$$

Onde:

$$R_{\mu} = 83 \cdot (1 - \mu_{fi})$$

$$R_a = 1,60 \cdot (C_1 - 30) \quad C_1 \text{ em mm}$$

$$R_{\ell} = 9,60 \cdot (5 - \ell_{ef,fi}) \quad \text{Para } 190\text{mm} \leq b' \leq 450\text{mm}$$

$$R_b = 0,09 \cdot b'$$

$$R_b = 40,5 \quad \text{Para } b' > 450\text{mm}$$

$$R_n = 0 \text{ para } n = 4 \quad \text{Sendo } n \text{ o número de barras longitudinais}$$

$$R_n = 12 \text{ para } n > 4$$

Sendo:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{sd,fi}}{N_{Rd}}$$

$N_{sd,fi}$  Valor de cálculo da força axial em situação do incêndio;

$N_{Rd}$  Valor de cálculo da força normal resistente do pilar calculado de acordo com ABNT NBR 6118 com  $\gamma_m$  à temperatura ambiente, incluindo os efeitos da não linearidade geométrica (2ª ordem) e desconsiderados os efeitos das forças decorrentes do vento.

- $C_1$  Distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo. Em seu cálculo, é permitida a consideração do revestimento conforme as prescrições dispostas no item 8.2 da NBR 15200:20128.2 .
- $\ell_{ef,fi}$  Comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio, em metros, e pode sempre ser considerado igual ao da temperatura ambiente,  $\ell_e$ , conforme ABNT NBR 6118:2014, item 15.6. Para os pilares dos andares intermediários de edifícios de múltiplos pavimentos compartimentados verticalmente e com os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente inferiores ou iguais a 10 % dos respectivos esforços de primeira ordem (por exemplo,  $\gamma_z \leq 1,1$ ), pode ser assumido que  $\ell_{ef,fi} = 0,5 \cdot \ell_e$  e para o pavimento mais alto  $\ell_{ef,fi} = 0,7 \cdot \ell_e$ . Para situações em que os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente são superiores a 10 % dos respectivos esforços de primeira ordem (por exemplo,  $\gamma_z > 1,1$ ), o  $\ell_{ef,fi}$  pode ser determinado por análise estrutural específica.

$$b' = 2 \cdot \frac{A_c}{(b + h)} \quad \text{Para } h \leq 1,5 b$$

$$b' = 1,20 \cdot b \quad \text{Para } h > 1,50 b$$

Onde:

- $A_c$  Área da seção transversal do pilar, expressa em milímetros quadrados;
- $b$  Menor dimensão da seção transversal do pilar, expressa em milímetros;
- $h$  Maior dimensão da seção transversal do pilar, expressa em milímetros.

Para uso da Equação 7.5, devem ser respeitadas as seguintes limitações:

$$\frac{A_s}{A_c} \leq 0,04$$

$$25mm \leq C_1 \leq 80mm$$

$$b' \geq 190mm$$

$$e \leq 0,15 \cdot b$$

$$\ell_{ef,fi} \leq 6m$$

Onde:

$A_s$  Área total das armaduras;

$e$  Excentricidade de primeira ordem da força normal atuante em situação de incêndio, que pode ser assumida igual à excentricidade de primeira ordem da força normal atuante à temperatura ambiente, desconsiderado o efeito das forças decorrentes do vento.

## 8 METODOLOGIA DE TRABALHO

Para realização desse trabalho, foi selecionado um projeto de arquitetura para fins comerciais, com múltiplos pavimentos e com características que se enquadrem na necessidade de verificação estrutural em situação de incêndio.

O projeto de arquitetura serviu de base para criação do modelo estrutural, respeitando-se suas características originais. Foram utilizadas as plantas baixas dos pavimentos; térreo, tipo 1, tipo e laje de cobertura, excluindo-se os pavimentos acima da laje de cobertura, (Casa de máquinas, barrilete e reservatório), esses pavimentos não fizeram parte da análise. Com o Auxílio do sistema de engenharia estrutural CAD/TQS V18, foram criados dois projetos com solução estrutural composta de pilares vigas e lajes maciças.

O Projeto 1, considerado projeto base, foi analisado, dimensionado e detalhado de acordo com os requisitos da NBR 6118:2014. O Projeto 2, foi gerado a partir do Projeto 1, onde foram utilizados os detalhamentos dos elementos estruturais existentes, para a nova verificação estrutural em situação de incêndio conforme a NBR 15200:2012.

Por fim foram avaliadas as variações nos quantitativos finais dos dois projetos.

## 9 DESENVOLVIMENTO DO ESTUDO

### 9.1 ABRANGÊNCIA E LIMITAÇÕES DO ESTUDO

Para elaboração da pesquisa foram determinados previamente alguns parâmetros que serão apresentados a seguir:

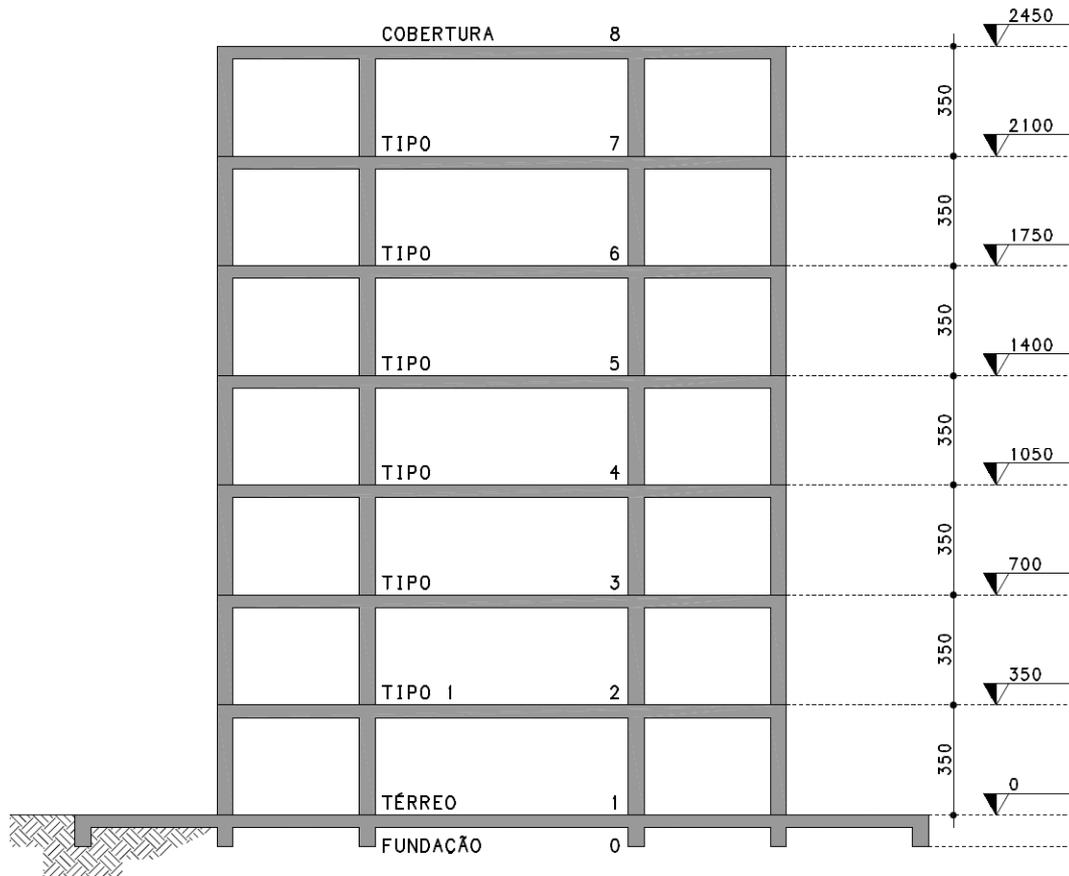
- Não serão comparados os quantitativos com soluções, fazendo uso de tipologias diferentes de lajes;
- Não serão comparados os quantitativos com outras soluções estruturais considerando variação na resistência do concreto;
- Não farão parte da análise estrutural os pavimentos acima da laje de cobertura, (casa de máquinas, barrilete e reservatório superior);
- Na análise estrutural foi adotado como parâmetro de estabilidade global o  $\gamma_z$ , tendo em vista que a estrutura não é totalmente assimétrica e não existem transições de pilares.

### 9.2 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO ESTRUTURAL DE ACORDO COM A NBR 6118:2014

#### 9.2.1 Pavimentos e áreas

O edifício é composto de oito pavimentos, sendo o primeiro pavimento (térreo), o segundo pavimento (tipo 1), do terceiro ao sétimo pavimento (tipo) e o oitavo pavimento (laje de cobertura), conforme Figura 9.1. Na Tabela 9.1 são mostrados os dados de altura entre pisos, níveis dos pavimentos e área por pavimento. A Figura 9.2 apresenta a o arranjo estrutural adotado para o edifício, composto de pilares, vigas e lajes maciças.

Figura 9.1 - Corte esquemático do edifício

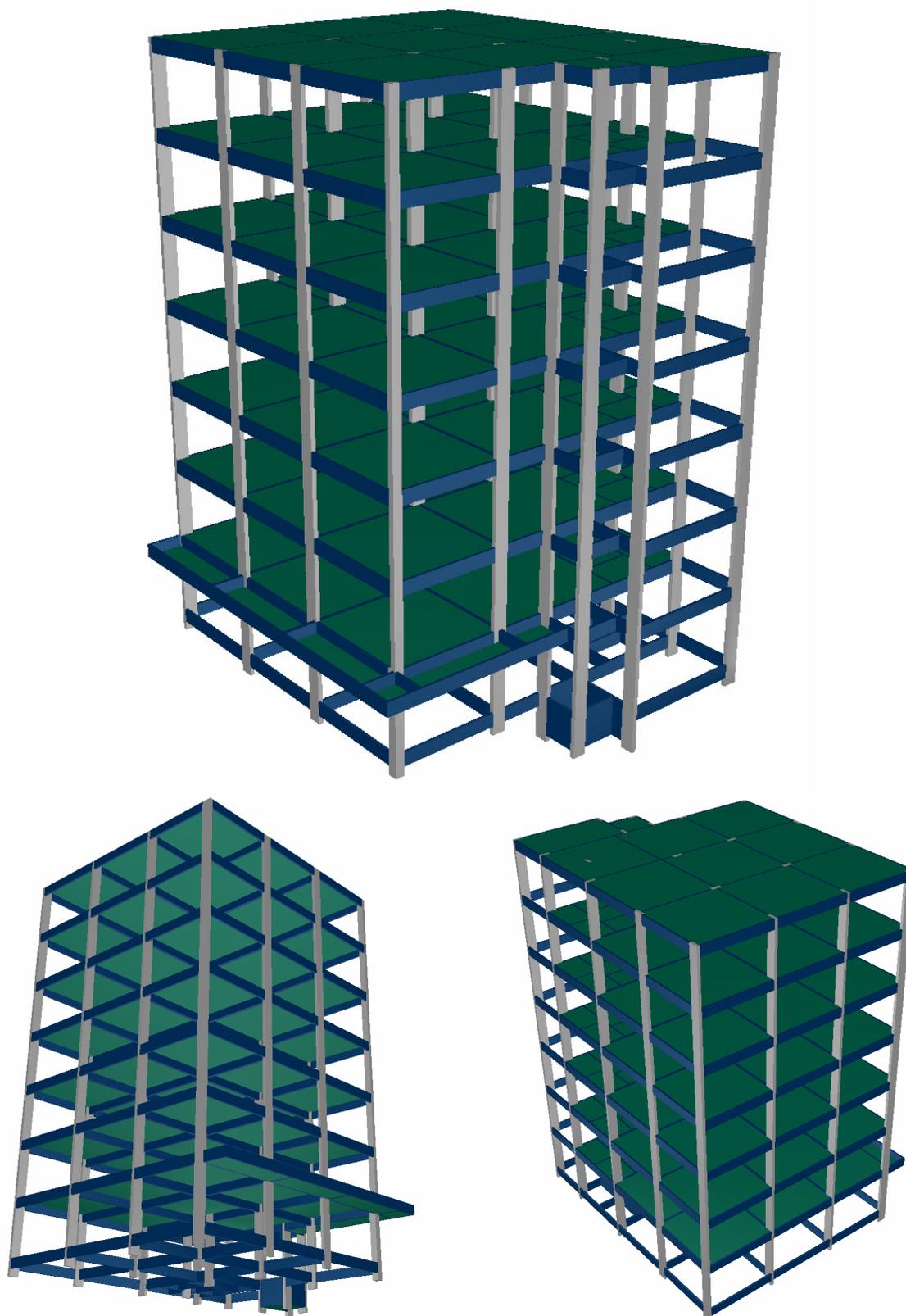


Fonte: Sistema CAD/TQS

Tabela 9.1 - Dados dos pavimentos

Pavimento	Piso	Piso a piso (m)	Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )
Cobertura	8	3,50	24,50	246,90
Tipo	7	3,50	21,00	226,40
Tipo	6	3,50	17,50	226,40
Tipo	5	3,50	14,00	226,40
Tipo	4	3,50	10,50	226,40
Tipo	3	3,50	7,00	226,40
Tipo 1	2	3,50	3,50	261,70
Térreo	1	1,00	0,00	24,90
Fundação	0	1,00	-1,00	0,00
			TOTAL	1.665,50

Figura 9.2 - Arranjo estrutural do edifício



Fonte: Sistema CAD/TQS

### 9.2.2 Modelo Global do edifício

A modelagem global adotada para o edifício, consiste em um modelo integrado de pórtico espacial com ligações flexibilizadas entre vigas e pilares e modelo de grelha de lajes planas para os pavimentos.

### 9.2.3 Parâmetros de durabilidade da estrutura

Segundo a NBR 6118:2014, item 6, as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.

#### 9.2.3.1 Classe de agressividade ambiental

Adotou-se a classe de agressividade ambiental conforme Tabela 9.2

Tabela 9.2 - Classes de agressividade ambiental (CCA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
II	Moderada	Urbana	Pequeno

Fonte: NBR 6118:2014 - Tabela 6.1

#### 9.2.3.2 Classe do concreto

De acordo com a classe de agressividade ambiental, determinou-se a resistência mínima do concreto em 25MPa.

#### 9.2.3.3 Cobrimentos das armaduras

Os cobrimentos mínimos das armaduras foram adotados de acordo com a classe de agressividade ambiental e são apresentados na Tabela 9.3.

Tabela 9.3 - Cobrimentos mínimos adotados

Elemento	Cobrimento adotado (cm)	Cobrimento mínimo (cm)
Pilares	3	3
Vigas	3	3
Lajes convencionais	2,5 / 2,5	2,5

Nas lajes, cobrimento inferior / superior.

#### 9.2.4 Seções mínimas dos elementos estruturais

Pilares - Para os pilares foram estabelecidas as seções mínimas conforme Tabela 9.4.

Tabela 9.4 - Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  para pilares e pilares-parede

$b$ (cm)	$\geq 19$	18	17	16	15	14
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Onde:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot b$$

$b$  Menor dimensão da seção transversal do pilar

Notas: O coeficiente  $\gamma_n$  deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nos pilares, quando de seu dimensionamento.

Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm<sup>2</sup>.

Fonte: NBR 6118:2014 - Tabela 13.1

São apresentados na tabela 9.5, os dados das seções transversais dos pilares adotados no projeto.

Tabela 9.5 - Dados das seções transversais dos pilares do pavimento térreo até a laje de cobertura

Pilares	Seção	b	h	Área seção transversal em cm <sup>2</sup>
P1	Retangular	19	60	1140
P2	Retangular	19	60	1140
P3	Retangular	19	60	1140
P4	Retangular	19	60	1140
P5	Retangular	19	60	1140
P6	Retangular	19	60	1140
P7	Retangular	19	60	1140
P8	Retangular	25	60	1500
P9	Retangular	19	60	1140
P10	Retangular	19	60	1140
P11	Retangular	25	60	1500
P12	Retangular	19	60	1140
P13	Retangular	19	60	1140
P14	Retangular	19	60	1140
P15	Retangular	25	60	1500
P16	Retangular	25	60	1500
P17	Retangular	19	60	1140
P18	Retangular	25	40	1000
P19	Retangular	19	60	1140
P20	Retangular	19	60	1140
P21	Retangular	19	60	1140

Vigas - A menor dimensão das seções transversais das vigas, foram estabelecidas , respeitando-se o item 13.2.2, da NBR 6118:2014.

São apresentados na tabela 9.6, os dados das seções transversais das vigas adotadas no projeto.

Tabela 9.6 - Dados das seções transversais das vigas

Pavimento Térreo			Pavimento Tipo 1		
Vigas	b	h	Vigas	b	h
V1	12	60	V1	12	60
V2	12	60	V2	12	60
V3	12	60	V3	12	60
V4	12	60	V4	12	60
V5	12	50	V5	12	60
V6	12	170	V6	12	60
V7	12	170	V7	12	60
V8	12	60	V8	12	60
V9	12	60	V9	12	60
V10	12	60	V10	12	60
V11	12	60	V11	19	60
V12	12	60	V12	19	60
V13	12	60	V13	12	60
V14	12	60	V14	12	60
V15	12	60	V15	12	60
V16	12	60	V16	12	60
V17	12	170	V17	12	60
V18	12	60	V18	12	60
V19	12	170	V19	12	60
V20	12	60	V20	12	60

Pavimento Tipo			Pavimento Laje cobertura		
Vigas	b	h	Vigas	b	h
V1	12	60	V1	12	60
V2	12	60	V2	12	60
V3	12	60	V3	12	60
V4	12	60	V4	12	60
V5	12	60	V5	12	60
V6	12	60	V6	12	60
V7	12	60	V7	12	60
V8	12	60	V8	12	60
V9	12	60	V9	12	60
V10	19	60	V10	12	60
V11	19	60	V11	12	60
V12	12	60	V12	12	60
V13	12	60	V13	12	60
V14	12	60			
V15	12	60			
V16	12	60			
V17	12	60			
V18	12	60			

Lajes Maciças - Paras as lajes maciças foram respeitados os limites mínimos referentes as espessuras, conforme NBR 6118:2014, item 13.2.4.14.

São apresentadas na Tabela 9.7, as espessuras das lajes adotadas no projeto.

Tabela 9.7 - Espessuras das lajes

Pavimento Tipo 1			Pavimento Tipo		
Lajes	Tipo	Espessura	Lajes	Tipo	Espessura
L1	Maciça	H12	L1	Maciça	H12
L2	Maciça	H12	L2	Maciça	H12
L3	Maciça	H12	L3	Maciça	H12
L4	Maciça	H12	L4	Maciça	H12
L5	Maciça	H12	L5	Maciça	H12
L6	Maciça	H12	L6	Maciça	H12
L7	Maciça	H12	L7	Maciça	H12
L8	Maciça	H12	L8	Maciça	H12
L9	Maciça	H12	L9	Maciça	H12
L10	Maciça	H12	L10	Maciça	H12
L11	Maciça	H12	L11	Maciça	H12
L12	Maciça	H12	L12	Maciça	H12
L13	Maciça	H12	L13	Maciça	H12
L14	Maciça	H12			
L15	Maciça	H12			
L16	Maciça	H12			
L17	Maciça	H12			
L18	Maciça	H12			
L19	Maciça	H12			

Pavimento Laje Cobertura			Pavimento Térreo		
Lajes	Tipo	Espessura	Lajes	Tipo	Espessura
L1	Maciça	H12	L1	Maciça	H20
L2	Maciça	H12			
L3	Maciça	H12			
L4	Maciça	H12			
L5	Maciça	H12			
L6	Maciça	H12			
L7	Maciça	H12			
L8	Maciça	H12			
L9	Maciça	H12			
L1	Maciça	H12			
L1	Maciça	H12			

### 9.2.5 Ações na estrutura

As ações na estrutura foram consideradas conforme NBR6118:2014.

#### Casos de carregamentos simples

Número	Prefixo	Título
1	TODAS	Todas permanentes e acidentais dos pavimentos
2	PP	Peso Próprio
3	PERM	Cargas permanentes
4	ACID	Cargas acidentais
5	VENT1	Vento (1) 90°
6	VENT2	Vento (2) 270°
7	VENT3	Vento (3) 0°
8	VENT4	Vento (4) 180°
9	ACID_R	Cargas acidentais - Reduzidas

#### Dados por caso de carregamento

Num	- Número do caso, referenciado na listagem de combinações;
Prefixo	- Usado para montar os títulos das combinações;
Tipo	- Tipo de carga quanto à sua permanência;
TOD	- Cargas permanentes e variáveis lançadas nas grelhas;
PER	- Permanentes;
VAR	- Variáveis normais;
VARB	- Variáveis excepcionais 1;
VARC	- Variáveis excepcionais 2;
ACR	- Caso de carga acidental reduzida nos pisos;
GAMAF	- Ponderador de ações desfavorável;
GAMAFD	- Ponderador de ações favorável;
PSI0	- Fator de redução de combinação para o Estado Limite Último;
PSI1	- Fator de redução de combinação freqüente para Estado Limite de Serviço;

PSI2 - Fator de redução de combinação quase permanente para Estado Limite de Serviço.

Num	Prefixo	Tipo	ACR	GAMAF	GAMAFD	PSI0	PSI1	PSI2
1	TODAS	TOD		1.40				
2	PP	PER		1.40				
3	PERM	PER		1.40				
4	ACID	VAR		1.40	0.50		0.40	0.30
5	VENT1	VAR		1.40	0.60		0.30	0.00
6	VENT2	VAR		1.40	0.60		0.30	0.00
7	VENT3	VAR		1.40	0.60		0.30	0.00
8	VENT4	VAR		1.40	0.60		0.30	0.00
9	ACID_R	VAR	X	1.40	0.50		0.40	0.30

#### Grupos de combinação

Grupo ELU1 "Verificações de estado limite último - Vigas e lajes"

PERMACID "Permanentes, Acidentais"

ACIDCOMB "Todas as acidentais combinadas"

Grupo ELU2 "Verificações de estado limite último - Pilares e fundações"

PERMACID "Permanentes, Acidentais"

ACIDCOMB "Todas as acidentais combinadas"

Grupo FOGO "Verificações em situação de incêndio"

PERMVAR "Todas permanentes e variáveis ponderadas"

Grupo ELS "Verificações de estado limite de serviço"

CFREQ "Combinações freqüentes"

CQPERM "Combinações quase permanentes"

Num - Número da combinação  
 ACR - Marcado se carga acidental reduzida  
 Título - Título gerado pelo sistema

Num	ACR	Título
10		ELU1/PERMACID/PP+PERM+ACID
11		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1
12		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2
13		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3
14		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4
15		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT1
16		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT2
17		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT3
18		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT4
19	X	ELU2/PERMACID/PP+PERM+ACID_R
20	X	ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID_R+0.6VENT1
21	X	ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID_R+0.6VENT2
22	X	ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID_R+0.6VENT3
23	X	ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID_R+0.6VENT4
24	X	ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID_R+VENT1
25	X	ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID_R+VENT2
26	X	ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID_R+VENT3
27	X	ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID_R+VENT4
28		FOGO/PERMVAR/PP+PERM+0.3ACID
29		ELS/CFREQ/PP+PERM+0.4ACID
30		ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT1
31		ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT2
32		ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT3
33		ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT4
34		ELS/CQPERM/PP+PERM+0.3ACID
35		COMBFLU/COMBFLU/PP+PERM+0.3ACID

### 9.2.5.1 Cargas verticais NBR 6120:1980

As cargas verticais de projeto foram consideradas de acordo com a NBR 6120:1980, e seus valores são apresentados na Tabela 9.8

Tabela 9.8 - Cargas verticais de projeto

Nome	Permanente	Acidental	Unidade	Descrição
CONCRETO	2,50	0,00	tf/m <sup>3</sup>	Peso específico do concreto
COMERCIAL	0,15	0,30	tf/m <sup>2</sup>	Piso 6cm + Teto 2cm + Cerâmica 20kg
LAJE IMPERM.	0,13	0,15	tf/m <sup>2</sup>	Piso 4cm + Teto 2cm + manta alumínio / regularização
Alvenaria - 14cm	0,30	0,00	tf/m <sup>2</sup>	Tijolo Cerâmico 14x19x19cm + Revestimento 2 + 2cm

O item (Nome e Descrição), referem-se ao cadastramento das cargas no Sistema CAD/TQS

### 9.2.5.2 Redução de sobrecarga

Segundo a NBR 6120:1980, item 2.2.1.8, pode-se considerar uma redução das cargas acidentais no cálculo dos pilares e das fundações de edifícios para escritórios, residências e casas comerciais não destinados a depósitos.

A Tabela 9.9, apresenta os fatores de redução das cargas acidentais utilizados no projeto.

Tabela 9.9 - Fatores de redução das cargas acidentais por piso adotados em projeto

Piso	Título	Redutor	Cota	Pé direito
8	Cobertura	0.00	24.50	3.50
7	Tipo	0.00	21.00	3.50
6	Tipo	0.00	17.50	3.50
5	Tipo	0.20	14.00	3.50
4	Tipo	0.40	10.50	3.50
3	Tipo	0.60	7.00	3.50
2	Tipo 1	0.60	3.50	3.50
1	Térreo	0.00	0.00	1.00

### 9.2.5.3 Força de vento NBR 6123:1988

As forças devido ao vento foram consideradas segundo a NBR 6123:1988.

Parâmetros para determinação das forças de vento:

- V0 - Velocidade básica
- S1 - Fator do terreno
- S2 - Categoria de rugosidade
  - I - Superfícies lisas de grandes dimensões
  - II - Terrenos abertos com poucos obstáculos
  - III - Terrenos planos ou ondulados, com obstáculos
  - IV - Terrenos com obstáculos numerosos e pouco espaçados
  - V - Terrenos com obstáculos numerosos, grandes, altos, pouco espaçados
- S3 - Fator estatístico
  - 1.10 - Edificações onde se exige maior segurança
  - 1.00 - Edificações em geral
  - 0.95 - Edificações com baixo fator de ocupação
  - 0.88 - Vedações
  - 0.83 - Edificações temporárias
- CA - Coeficiente de arrasto
- ANG - Ângulo de incidência

Os parâmetros considerados na determinação das forças de vento são apresentados na Tabela 9.10 e os valores de pressão média de vento por direção são expressos na Tabela 9.11.

Tabela 9.10 - Parâmetros adotados na determinação das forças de vento

V0	S1	S2	S3	CA	ANG
45	1.00	III	1.00	1.21	90
45	1.00	III	1.00	1.21	270
45	1.00	III	1.00	1.16	0
45	1.00	III	1.00	1.16	180

Tabela 9.11 - Pressão média de vento por direção

Caso	Ângulo graus	Área m <sup>2</sup>	Pressão tf/m <sup>2</sup>
5	90	443.94	.130
6	270	443.94	.130
7	0	371.77	.124
8	180	371.77	.124

### 9.2.6 Estabilidade Global

De acordo com a NBR6118:2014, foi adotado na análise da estabilidade global da estrutura, o módulo de elasticidade secante do concreto majorado em 10%.

#### 9.2.6.1 Parâmetro de estabilidade global - $\gamma_z$

Na análise da estabilidade global da estrutura foi adotado como parâmetro o  $\gamma_z$ , conforme Tabela 9.12

Tabela 9.12 - Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	Gama Z
5	90	2097.8	56.2	57.8	828.8	50.8	1.095
6	270	2097.8	56.2	57.8	828.8	50.8	1.095
7	0	2097.8	55.1	46.3	657.8	50.8	1.119
8	180	2097.8	55.1	46.3	657.8	50.8	1.119

Legenda dos parâmetros de instabilidade:

Caso	Caso simples de vento ou combinação
Ang	Ângulo de vento (graus)
CTot	Somatória de cargas verticais (tf - característico)
M2	Momento de 2a ordem das cargas verticais (tf.m - característico)
CHor	Cargas horizontais (tf - característico)
M1	Momento de 1a ordem das cargas horizontais (tf.m - característico)
Mig	Momento de desaprumo por imperfeições globais (tf.m - característico)

Gama Z Coeficiente de avaliação da importância dos esforços de 2ª ordem globais para estruturas reticuladas com pelo menos 4 andares.

$$1 / (1 - (M2 / M1 * \text{Gama F} / \text{Gama F3}))$$

#### 9.2.6.2 Deslocamentos limites

Os valores limites de deslocamento da estrutura e entre pisos, foram determinados conforme o especificado na NBR6118:2014.

Os valores limites adotados para estrutura são apresentados nas Tabelas 9.13 e 9.14.

#### Valores máximos permitidos de deslocamento

Horizontal absoluto	$H / 1.700 = 25.50 / 1700 = 0.015 \text{ m} = 1.50 \text{ cm}$
Altura do edifício	$H = 25.50 \text{ m}$
Horizontal entre pavimentos	$H_p / 850 = 3.50 / 850 = 0.004 \text{ m} = 0.40 \text{ cm}$
Altura do Pavimento (piso a piso)	$H_p = 3.50 \text{ m}$

#### Legenda para a tabela de deslocamentos limites

Caso	Caso de carregamento de ELS
DesIH	Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm)
RelatH	Valor relativo à altura total do edifício
Piso	Piso de deslocamento máximo relativo
DesIH <sub>p</sub>	Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm)
RelatH <sub>p</sub>	Valor relativo ao pé-direito do pavimento

Tabela 9.13 - Deslocamentos máximos da estrutura

Caso	DesIH	RelatH
5	1.08	H / 2371
6	1.08	H / 2371
7	1.00	H / 2562
8	1.00	H / 2562

Tabela 9.14 - Deslocamentos máximos entre pavimentos

Caso	Piso	DeslHp	RelatHp
5	2	.22	Hi / 1564
6	2	.22	Hi / 1564
7	3	.20	Hi / 1724
8	3	.20	Hi / 1724

### 9.2.7 Efeitos globais de segunda ordem

Com base no parâmetro de estabilidade global  $\gamma_z$ , pode-se relacionar a parte decimal do número obtido, com a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem na estrutura, conforme Tabela 9.15.

Tabela 9.15 - Efeitos globais de segunda ordem

Caso	Ang	Gama Z	Efeitos globais de segunda ordem
5	90	1.095	Aproximadamente 10% dos efeitos de primeira ordem
6	270	1.095	Aproximadamente 10% dos efeitos de primeira ordem
7	0	1.119	Aproximadamente 12% dos efeitos de primeira ordem
8	180	1.119	Aproximadamente 12% dos efeitos de primeira ordem

## 9.3 Sistema computacional utilizado

Para análise, dimensionamento e detalhamento da estrutura utilizou-se o sistema CAD/TQS V18.

### 9.3.1 Modelo estrutural adotado

Adotou-se o modelo estrutural IV, que consiste em um modelo de pórtico espacial formado por barras que simulam as vigas e pilares, com o efeito de diafragma rígido das lajes incorporado ao modelo. Os efeitos oriundos das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares serão calculados com o pórtico espacial.

Os pavimentos serão modelado por meio de grelhas que simulam as barras das lajes e vigas, e os esforços resultantes das barras das lajes sobre as vigas serão transferidos como cargas para o pórtico, ou seja, há uma integração entre os modelos de pórtico espacial e grelhas dos pavimentos.

Nos pavimentos modelados por grelhas, somente os efeitos gerados pelas ações verticais serão considerados, é possível fazer consideração de coeficientes de engastamento ou barras com redução de rigidez para simulação de plastificação nas ligações entre lajes e vigas e lajes e pilares.

O modelo de pórtico considera a flexibilização das ligações entre vigas e pilares, gerando modelos separados e específicos para avaliações da estrutura no ELU (Estado Limite Ultimo) e ELS (Estado Limite de Serviço).

#### 9.4 RESUMO ESTRUTURAL E ORÇAMENTO DE CUSTO - PROJETO 1 - ATENDENDO A NBR 6118:2014

A Tabela 9.16, apresenta o resumo estrutural por pavimento, dos elementos do Projeto 1.

Tabela 9.16 - Resumo estrutural dos elementos do Projeto 1

##### Piso 8: COBERTURA

Material	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Elemento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares		168			218	80			466	9	117
Vigas		118	3		104	381	18		624	9	137
Lajes	215		774	953					1942	27	230
Totais	215	286	777	953	322	461	18		3032	45	484

##### Piso 7: TIPO

Material	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Elemento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares		168			245	92			505	9	117
Vigas		125	27	1	147	495	412		1207	12	154
Lajes		70	69	1547	162				1848	25	204
Totais		363	96	1548	554	587	412		3560	46	475

##### Piso 6: TIPO

Material	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Elemento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares		168			245	92			505	9	117
Vigas		125	27	1	147	495	412		1278	12	154
Lajes		70	69	1547	162				1848	25	204
Totais		363	96	1548	554	587	412		3631	46	475

Tabela 9.16 - Resumo estrutural dos elementos do Projeto - continuação

## Piso 5: TIPO

Material	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Elemento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares		168			245	92			505	9	117
Vigas		125	27	1	147	495	412		1207	12	154
Lajes		70	69	1547	162				1848	25	204
Totais		363	96	1548	554	587	412		3560	46	475

## Piso 4: TIPO

Material	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Elemento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares		164			217	116	39		536	9	117
Vigas		125	27	1	147	495	412		1207	12	154
Lajes		70	69	1547	162				1848	25	204
Totais		359	96	1548	526	611	451		3591	46	475

## Piso 3: TIPO

Material	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Elemento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares		169			173	142	129	81	694	9	117
Vigas		125	27	1	147	495	412		1207	12	154
Lajes		70	69	1547	162				1848	25	204
Totais		364	96	1548	482	637	541	81	3749	46	475

## Piso 2: TIPO 1

Material	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Elemento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares		175			76	371	63	365	1050	9	118
Vigas		163	32	1	235	443	546		1420	14	190
Lajes		76	48	1788	154				2066	28	235
Totais		414	80	1789	465	814	609	365	4536	51	543

## Piso 1: TÉRREO

Material	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Elemento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares		107			70	302	54	358	891	3	34
Vigas		181	30	1	303	208	138		861	10	192
Lajes		2		53					55	1	4
Totais		290	30	54	373	510	192	358	1807	14	230

Na Tabela 9.17, é apresentado o resumo estrutural global do Projeto 1.

Tabela 9.17 - Resumo estrutural global do Projeto 1

Resumo de Materiais											
Materiais	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Pavimento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Cobertura	215	286	777	953	322	461	18		3032	46	484
Tipo		363	96	1548	554	587	412		3560	46	475
Tipo		363	96	1548	554	587	412		3631	46	475
Tipo		363	96	1548	554	587	412		3560	46	475
Tipo		359	96	1548	526	611	451		3591	46	475
Tipo		364	96	1548	482	637	541	81	3749	46	475
Tipo 1		414	80	1789	465	814	609	365	4536	51	543
Térreo		290	30	54	373	510	192	358	1807	14	230
TOTAIS	215	2802	1367	10536	3830	4794	3047	804	27395	340	3632

Os índices médios do Projeto 1, são apresentado na Tabela 9.18.

Tabela 9.18 - Índices médios Projeto 1

Espessura média (m)	0,20
Taxa de formas (m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> )	2,18
Taxa de aço (kg/m <sup>2</sup> )	16,40
Taxa de aço (kg/m <sup>3</sup> )	81,60

De acordo com os quantitativos apresentados na Tabela 9.17, montou-se um orçamento de custo da estrutura levando-se em consideração apenas os materiais.

Os preços dos materiais foram coletados com fornecedores da região de Criciúma, tomado-se como referência, os preços médios conforme apresentado na Tabela 9.19.

Tabela 9.19 - Orçamento de custo da estrutura do Projeto 1

Material	Unidade	Quantidade	P. Unitário	P. Total
Forma - madeirite plastificado	m <sup>2</sup>	908	33,00	29964,00
			<b>Total do item</b>	<b>29964,00</b>
<b>Aço CA50 e CA60</b>				
4.2	kg	215	3,67	789,05
5	kg	2802	3,67	10283,34
6.3	kg	1367	3,67	5016,89
8	kg	10536	3,67	38667,12
10	kg	3830	3,60	13788,00
12.5	kg	4794	3,44	16491,36
16	kg	3047	3,44	10481,68
20	kg	804	3,44	2765,76
			<b>Total do item</b>	<b>98283,20</b>
Concreto estrutural 25 MPa	m <sup>3</sup>	340	290	98600,00
			<b>Total do item</b>	<b>98600,00</b>
			<b>Total geral</b>	<b>226847,20</b>

Observação: Foi considerado para efeito de orçamento a área de fôrma de 2 pavimentos com reaproveitamento de quatro vezes.

## 10 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

A verificação estrutural em situação de incêndio de acordo com a NBR15200:2012, consiste basicamente num processo de verificação no ELU (Estado Limite Último), tendo o incêndio como variável na combinação excepcional.

A ação de incêndio é representada pelo TRRF (Tempo requerido de resistência ao fogo), que traduz o intervalo de tempo de exposição da estrutura ao incêndio padrão (comportamento idealizado do incêndio). Com o aumento da temperatura em função do incêndio, considera-se uma redução na resistência dos materiais e conseqüentemente uma redução na capacidade dos elementos estruturais.

As solicitações de cálculo em situação de incêndio são consideradas iguais a 70% das solicitações de cálculo em temperatura ambiente, não levando em conta as ações de vento nas combinações.

O Projeto 1, considerado projeto base desse estudo, foi analisado, dimensionado e detalhado de acordo a NBR6118:2014, e deu origem ao Projeto 2

que será utilizado na verificação estrutural em situação de incêndio conforme a NBR 15200:2012.

Para verificação em situação de incêndio é necessário ter um conhecimento prévio do detalhamento das armaduras em todos os elementos estruturais componentes do projeto.

#### 10.1 DETERMINAÇÃO DO TRRF - NBR14432:2001

O TRRF foi definido levando-se em conta as características da edificação e de sua finalidade de ocupação, de acordo com as Tabelas 9.1, 6.1 e 6.2

Tabela 9.1 - Dados dos pavimentos

Pavimento	Piso	Piso a piso (m)	Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )
Cobertura	8	3,50	24,50	246,90
Tipo	7	3,50	21,00	226,40
Tipo	6	3,50	17,50	226,40
Tipo	5	3,50	14,00	226,40
Tipo	4	3,50	10,50	226,40
Tipo	3	3,50	7,00	226,40
Tipo 1	2	3,50	3,50	261,70
Térreo	1	1,00	0,00	24,90
Fundação	0	1,00	-1,00	0,00
TOTAL				1.665,50

O edifício é destinado ao uso comercial enquadrando-se no grupo D, divisão D-1, Escritórios técnicos, conforme Tabela 6.2.

Tabela 6.2 - Classificação das edificações quanto à sua ocupação

Grupo	Ocupação / uso	Divisão	Descrição	Exemplos
D	Serviços profissionais pessoais e técnicos	D-1	Locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, consultórios, instituições financeiras (que não estejam incluídas em D-2), repartições públicas, cabeleireiros laboratórios de análises clínicas sem internação, centro profissionais e outros

Fonte: NBR 14342:2001 - Anexo B - Tabela B.1

Com base na classificação da Tabela 6.2 e nos dados da edificação apresentados na Tabela 9.1, determina-se um TRRF de 90 minutos, conforme a Tabela 6.1.

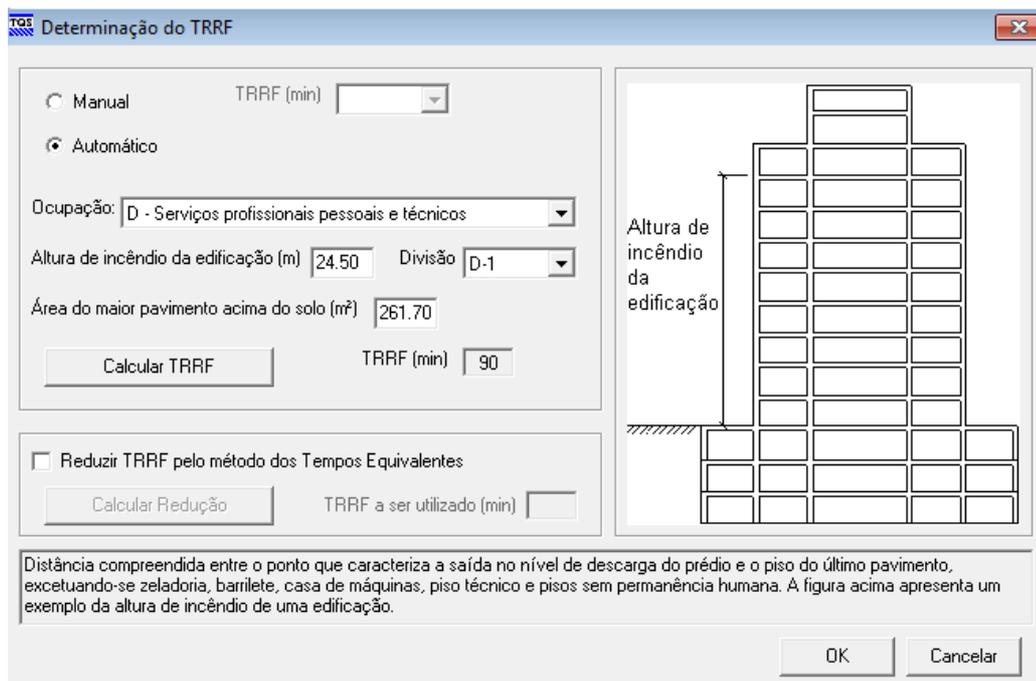
Tabela 6.1 – Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos

Grupo	Ocupação / uso	Divisão	Profundidade do Subsolo		Altura da edificação				
			Classe S <sub>2</sub>	Classe S <sub>1</sub>	Classe P <sub>1</sub>	Classe P <sub>2</sub>	Classe P <sub>3</sub>	Classe P <sub>4</sub>	Classe P <sub>5</sub>
			h <sub>s</sub> > 10	h <sub>s</sub> ≤ 10	h > 6	6 < h ≤ 12	12 < h ≤ 23	23 < h ≤ 30	h > 30
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60(30)	30	60(30)	60	90	120

Fonte: NBR14432:2001 - Anexo A - Tabela A.1

O TRRF é determinado no sistema CAD/TQS, utilizando-se os mesmos parâmetros da NBR14432:2001, a Figura 10.1 mostra a janela para determinação do TRRF no sistema.

Figura 10.1 - Determinação de TRRF no sistema CAD/TQS



Fonte: Sistema CAD/TQS

## 10.2 REVESTIMENTOS

Segundo a NBR15200:2012, não é permitida a consideração de revestimentos na determinação das dimensões mínimas das seções transversais de pilares e lajes lisas ou cogumelo, para outros elementos não são feitas restrições.

É permitida a consideração do revestimento no cálculo das distâncias  $C_1$  e  $b_{min}$  para os elementos em que a norma não faz restrições, respeitadas as seguintes prescrições:

- Revestimentos aderentes de argamassa de cal e areia (aderência à tração de acordo com a ABNT NBR 13528) têm 67 % de eficiência relativa ao concreto;
- Revestimentos de argamassa de cimento e areia aderentes (aderência à tração de acordo com a ABNT NBR 13528) têm 100 % de eficiência relativa ao concreto;
- Revestimentos protetores à base de gesso, vermiculita ou fibras com desempenho equivalente podem ser empregados, desde que sua eficiência e aderência na situação de incêndio sejam demonstradas experimentalmente.

O sistema CAD/TQS permite a consideração de revestimento na determinação das dimensões mínimas e no cálculo do  $C_1$ , de acordo com a NBR15200:2012, Figura 10.2.

Figura 10.2 - Critérios para verificação em situação de incêndio

**Critérios e tabelas para verificação da estrutura em situação de incêndio**

**Critérios** | Tabelas

Solicitações de cálculo em situação de incêndio (Sdfi)

Envoltória de combinações a ser considerada:  FOGO  ELU1

Multiplicador das solicitações de cálculo em situação normal (Sd) para definição aproximada das solicitações de cálculo em situação de incêndio (Sdfi): 0,70

Tabela a ser utilizada na verificação de pilares

NBR 15200:2004  NBR 15200:2012 (TRF)

Multiplicadores para cálculo de le.fi

Lances intermediários: 0,50 Último lance: 0,70 Nós móveis (GamaZ > 1,1): 1

Revestimentos padrões

Lajes (apoiadas em vigas, lisas e nervuradas)

Espessura (mm): 15 Material: Argamassa de cal e areia

Pilares (comuns, parede e tirantes)

Espessura (mm): 15 Material: Argamassa de cal e areia

Vigas (biapoiadas e contínuas)

Espessura (mm): 15 Material: Argamassa de cal e areia

Tipo padrão de vigas

Tipo padrão de vigas com vão único entre apoios:

Bi-apoiada

Armadura negativa em vigas e lajes

Considerar As(-) no cálculo de c1:

Sim  Não

Arquivo: C:\TQS PROJETOS\TTC-UNESC-EST - AÇÕES NORMAIS\TABSFIRE.DAT

OK Cancelar

Fonte: Sistema CAD/TQS

### 10.3 VERIFICAÇÃO DAS LAJES - MÉTODO TABULAR

Na verificação das lajes pelo métodos tabular foi utilizada a Tabelas 7.3 na determinação das dimensões mínimas  $h$  e  $C_1$ .

No dimensionamento das lajes do projeto foi considerado revestimento com argamassa de cimento, cal e areia com espessura de 15mm.

Tabela 7.3 – Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas

TRRF (min)	h <sup>a</sup> (mm)	C <sub>i</sub> (mm)		
		Laje armada em duas direções <sup>b</sup>		Laje armada em uma direção $l_y/l_x > 2$
		$l_y / l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y / l_x \leq 2$	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40
180	150	30	40	55

<sup>a</sup> Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.

<sup>b</sup> Lajes apoiadas nas quatro bordas; caso contrário, a laje deve ser considerada armada em uma direção.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela 6

A Figura 10.3, mostra no sistema CAD/TQS a configuração das dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas conforme a Tabela 7.3.

Figura 10.3 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas

TRRF (min)	h (mm)	c1min (mm)		
		Armada em duas direções		Armada em uma direção
		$L_y/L_x \leq 1,5$	$1,5 < L_y/L_x \leq 2$	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40

Altura mínima

Fonte: Sistema CAD/TQS

Na tabela 10.1, são apresentados os resultados da verificação das lajes por pavimento.

## Legenda das tabelas de lajes

- Tipo: Apoiada em vigas, lisa ou cogumelo, nervurada biapoiada ou nervurada contínua
- Dir As Armada em uma direção ou em duas
- Ly / Lx: Relação entre as dimensões em planta
- h: Altura total da laje (mm)
- c1: Distância da armadura longitudinal à face exposta ao fogo (mm)

As dimensões das lajes para de terminação dos resultados podem ser observadas nas plantas de fôrmas dos pavimentos nos "anexos".

Tabela 10.1 - Resultado da verificação das lajes por pavimento

## TÉRREO

Lajes						
Título	Tipo	Dir. As	Ly / Lx	h	c1	Situação
L1	Apoiada	2 dir.	1.0	210	39	OK

## TIPO 1

Lajes						
Título	Tipo	Dir. As	Ly / Lx	h	c1	Situação
L1	Apoiada	2 dir.	1.0	130	39	OK
L2	Apoiada	2 dir.	1.0	130	39	OK
L3	Apoiada	2 dir.	1.5	130	39	OK
L4	Apoiada	2 dir.	1.5	130	39	OK
L5	Apoiada	2 dir.	1.4	130	39	OK
L6	Apoiada	2 dir.	1.4	130	39	OK
L7	Apoiada	2 dir.	1.4	130	39	OK
L8	Apoiada	2 dir.	1.2	130	39	OK
L9	Apoiada	2 dir.	1.0	130	39	OK
L10	Apoiada	2 dir.	1.0	130	39	OK
L11	Apoiada	2 dir.	1.4	130	39	OK
L12	Apoiada	2 dir.	1.0	130	39	OK
L13	Apoiada	2 dir.	1.0	130	39	OK
L14	Apoiada	2 dir.	1.0	130	39	OK
L15	Apoiada	1 dir.	3.5	130	39	OK
L16	Apoiada	1 dir.	3.5	130	39	OK
L17	Apoiada	1 dir.	3.5	130	39	OK
L18	Apoiada	1 dir.	3.5	130	39	OK
L19	Apoiada	2 dir.	1.0	130	39	OK

## TIPO

Lajes						
Título	Tipo	Dir. As	Ly / Lx	h	c1	Situação
L1	Apoiada	2 dir.	1.0	130	39	OK
L2	Apoiada	2 dir.	1.0	130	39	OK
L3	Apoiada	2 dir.	1.5	130	39	OK
L4	Apoiada	2 dir.	1.5	130	39	OK
L5	Apoiada	2 dir.	1.4	130	39	OK
L6	Apoiada	2 dir.	1.4	130	39	OK
L7	Apoiada	2 dir.	1.4	130	39	OK
L8	Apoiada	2 dir.	1.2	130	39	OK
L9	Apoiada	2 dir.	1.0	130	39	OK
L10	Apoiada	2 dir.	1.0	130	39	OK
L11	Apoiada	2 dir.	1.0	130	39	OK
L12	Apoiada	2 dir.	1.0	130	39	OK
L13	Apoiada	2 dir.	1.0	130	39	OK

## COBERTURA

Lajes						
Título	Tipo	Dir. As	Ly / Lx	h	c1	Situação
L1	Apoiada	2 dir.	1.0	130	38	OK
L2	Apoiada	2 dir.	1.0	130	38	OK
L3	Apoiada	2 dir.	1.0	130	38	OK
L4	Apoiada	2 dir.	1.9	130	38	OK
L5	Apoiada	2 dir.	1.0	130	38	OK
L6	Apoiada	2 dir.	1.0	130	38	OK
L7	Apoiada	2 dir.	1.0	130	38	OK
L8	Apoiada	2 dir.	1.0	130	38	OK
L9	Apoiada	2 dir.	1.0	130	38	OK
L10	Apoiada	2 dir.	1.0	130	38	OK
L11	Apoiada	2 dir.	1.0	130	38	OK

Com o emprego do revestimento, são acrescentados 10 mm na dimensão h das lajes e no cálculo de  $C_1$ , referente a 67% de eficiência relativa ao concreto. Conforme a Tabela 7.3, para as lajes apoiadas em vigas e TRRF 90 minutos temos as seguintes dimensões mínimas:

h mínimo: 100 mm para TRRF 90 minutos;

$C_1$  mínimo: 15 mm para lajes armadas em duas direções com  $l_y / l_x \leq 1,5$ ;

$C_1$  mínimo: 20 mm para lajes armadas em duas direções com  $1,5 < l_y / l_x \leq 2$ ;

$C_1$  mínimo: 30 mm para lajes armadas em duas direções com  $l_y / l_x > 2$ .

## 10.4 VERIFICAÇÃO DAS VIGAS - MÉTODO TABULAR

Na verificação das vigas pelo métodos tabular são utilizadas as Tabelas 7.1 e 7.3, para determinação das dimensões mínimas  $b_{min}$  e  $C_1$ . No dimensionamento das vigas do projeto foi considerado revestimento com argamassa, cal e areia com espessura de 15mm.

Tabela 7.1 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas

TRRF	Combinações de $b_{min}/c_1$ - (mm / mm)				$b_{wmin}$ (mm)
	1	2	3	4	
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/60	190/45	300/40	400/35	100
120	190/68	240/60	300/55	500/50	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela 4

Tabela 7.2 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos

TRRF	Combinações de $b_{min}/c_1$ - (mm / mm)				$b_{wmin}$ (mm)
	1	2	3	4	
30	80/15	160/12	-	-	80
60	120/25	190/12	-	-	100
90	140/37	250/25	-	-	100
120	190/45	300/35	400/35	500/30	120
180	240/60	400/50	550/50	600/40	140

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela 4

A Figura 10.4, mostra no sistema CAD/TQS a configuração das dimensões mínimas para as vigas biapoiadas e vigas contínuas ou de pórtico, conforme Tabelas 7.1 e 7.2, respectivamente.

Figura 10.4 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas e vigas contínuas ou de pórtico

Lajes   Vigas   Pilares									
Vigas biapoiadas									
TRRF (min)	Combinações $b_{mín}/c_{1mín}$								$b_{w_{mín}}$ (mm)
	Combinação 1		Combinação 2		Combinação 3		Combinação 4		
	$b_{mín}$ (mm)	$c_{1mín}$ (mm)	$b_{mín}$ (mm)	$c_{1mín}$ (mm)	$b_{mín}$ (mm)	$c_{1mín}$ (mm)	$b_{mín}$ (mm)	$c_{1mín}$ (mm)	
30	80	25	120	20	160	15	190	15	80
60	120	40	160	35	190	30	300	25	100
90	140	60	190	45	300	40	400	35	100
120	190	68	240	60	300	55	500	50	120
Largura mínima da nervura									
Vigas contínuas ou vigas de pórtico									
TRRF (min)	Combinações $b_{mín}/c_{1mín}$						$b_{w_{mín}}$ (mm)		
	Combinação 1		Combinação 2		Combinação 3				
	$b_{mín}$ (mm)	$c_{1mín}$ (mm)	$b_{mín}$ (mm)	$c_{1mín}$ (mm)	$b_{mín}$ (mm)	$c_{1mín}$ (mm)			
30	80	15	160	12			80		
60	120	25	190	12			100		
90	140	37	250	25			100		
120	190	45	300	35	450	35	120		
Largura mínima da nervura									

Fonte: Sistema CAD/TQS

Na Tabela 10.2, são apresentados os resultados da verificação das vigas por pavimento.

#### Legenda das tabelas de vigas

Tipo: Biapoiada ou contínua;

b: Largura da seção transversal (mm);

$c_1$ : Distância da armadura longitudinal à face exposta ao fogo (mm);

$cb$ : Cobrimento da armadura NBR6118:2014 em mm;

$\varnothing t$  Diâmetro da armadura transversal (estribos) em mm;

$\varnothing L$  Diâmetro da menor armadura longitudinal dentre o conjunto de armaduras (positivas e negativas) da seção por vão em mm.

Tabela 10.2 - Resultado da verificação das vigas por pavimento

TÉRREO								
Vigas								
Título	Tipo	Vão	cb	Øt	ØL	b	c1	Situação
V1	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
		4	25	5	10	140	51	OK
V2	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
V3	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V4	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
V5	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V6	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V7	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V8	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V9	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	12,5	140	53	OK
V10	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V11	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V12	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V13	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V14	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V15	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V16	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
V17	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V18	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V19	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V20	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou

## TIPO 1

Vigas								
Título	Tipo	Vão	cb	Øt	ØL	b	c1	Situação
V1	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
		4	25	5	10	140	51	OK
V2	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
V3	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V4	Cont.	1	25	5	12,5	210	53	OK
		2	25	5	10	210	51	OK
V5	Biapo.	1	25	5	16	140	54	Não passou
V7	Cont.	1	25	5	10	140	51	Não passou
		1	25	5	12,5	210	53	OK
		2	25	5	10	210	51	OK
		3	25	5	10	210	51	OK
V8	Cont.	4	25	5	10	210	51	OK
		1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V9	Cont.	4	25	5	12,5	140	53	OK
		1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V10	Cont.	4	25	5	10	140	51	OK
		1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	12,5	140	53	OK
V11	Cont.	4	25	5	12,5	140	53	OK
		1	25	5	10	210	51	OK
		2	25	5	10	210	51	OK
		3	25	5	16	210	54	OK
V12	Cont.	4	25	5	12,5	210	53	OK
		1	25	5	10	210	51	OK
		2	25	5	10	210	51	OK
		3	25	5	16	210	54	OK
V13	Biapo.	4	25	5	12,5	210	53	OK
V14	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V15	Biapo.	1	25	5	12,5	140	53	Não passou
V16	Cont.	1	25	5	10	140	51	Não passou
		1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
V17	Cont.	3	25	5	10	140	51	OK
		1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
V18	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	10	140	51	OK

## TIPO 1 - continuação

Vigas								
Título	Tipo	Vão	cb	Øt	ØL	b	c1	Situação
V19	Biapo.	1	25	5	12,5	140	53	Não passou
V20	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou

## TIPO

Vigas								
Título	Tipo	Vão	cb	Øt	ØL	b	c1	Situação
		1	25	5	16	140	54	OK
V1	Cont.	2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
		4	25	5	10	140	51	OK
		1	25	5	12,5	140	53	OK
V2	Cont.	2	25	5	12,5	140	53	OK
		1	25	5	10	140	51	Não passou
V3	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V4	Cont.	1	25	5	12,5	210	53	OK
		2	25	5	10	210	51	OK
V5	Biapo.	1	25	5	12,5	140	53	Não passou
V6	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V7	Cont.	1	25	5	12,5	210	53	OK
		2	25	5	10	210	51	OK
		3	25	5	10	210	51	OK
V8	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	12,5	140	53	OK
V9	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V10	Cont.	1	25	5	12,5	210	53	OK
		2	25	5	10	210	51	OK
		3	25	5	12,5	210	53	OK
V11	Cont.	1	25	5	12,5	210	53	OK
		2	25	5	12,5	210	53	OK
		3	25	5	12,5	210	53	OK
V12	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V13	Biapo.	1	25	5	12,5	140	53	Não passou
V14	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V15	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
V16	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
V17	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V18	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou

## COBERTURA

		Vigas						
Título	Tipo	Vão	cb	Øt	ØL	b	c1	Situação
V1	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
		4	25	5	10	140	51	OK
V2	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	12,5	140	53	OK
V3	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V4	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V5	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V6	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	12,5	140	53	OK
V7	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V8	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V9	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V10	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
V11	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
V12	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou
V13	Biapo.	1	25	5	10	140	51	Não passou

Com o emprego do revestimento, foi acrescido 10 mm na dimensão  $b$  das vigas e no cálculo de  $C_I$ , referente a 67% de eficiência relativa ao concreto. O sistema CAD/TQS considera o menor  $C_I$  dentre conjunto de armaduras (positivas e negativas) da seção em cada vão das vigas contínuas.

Segundo as Tabelas 7.1 e 7.2, as dimensões mínimas para as vigas biapoiadas e vigas contínuas ou de pórtico com TRRF 90 minutos são:

Vigas biapoiadas

$b_{min}$ : 140 mm

$C_1$ : 60 mm

Vigas contínuas ou de pórtico

$b_{min}$ : 140 mm

$C_1$ : 37 mm

Com as dimensões  $b$  originais de projeto as vigas biapoiadas não atendem ao cálculo mínimo de  $C_1$ , conforme indicado na Tabela 10.2.

Na Tabela 7.1, encontramos para o TRRF de 90 minutos, na combinação 2, o novo par de dimensões mínimas  $b_{min}$  e  $C_1$ , como segue:

Vigas biapoiadas

$b_{min}$ : 190 mm

$C_1$ : 45 mm

Como alternativa para o dimensionamento, a NBR15200:2012, seção 8.2, permite que seja feita interpolação linear entre os limites de cada combinação das Tabelas 7.1 e 7.2. Fazendo a interpolação linear entre os limites das combinações 1 e 2 da Tabela 7.1, com os valores de  $C_1$  calculados pelo sistema CAD/TQS, encontramos os novos valores de  $b_{min}$  para cada  $C_1$  das vigas, conforme indicado na Tabela 10.3

Tabela 10.3 - Valores de  $b_{min}$  interpolados

Combinação1		Combinação2		Interpolação linear	
$b_{min}$	$C_1$	$b_{min}$	$C_1$	$b_{min}$	$C_1$
140	60	190	45	170,00	51
140	60	190	45	163,33	53
140	60	190	45	160,00	54

Com base na Tabela 10.3, foi adotado na nova verificação das vigas biapoiadas o maior valor de  $b_{min}$  interpolado, referente ao menor  $C_1$ , conforme resultados apresentados na Tabela 10.4. Lembrando que com a consideração do revestimento de 15 mm de cada lado das vigas, acrescentamos na dimensão  $b_{min}$ , 2cm referentes a 67% de eficiência relativa ao concreto, com isso o  $b_{real}$  da seção de concreto passará a ser 15cm.

Tabela 10.4 - Resultado da verificação 2 - vigas por pavimento

TÉRREO								
Título	Tipo	Vão	Vigas					Situação
			cb	Øt	ØL	b	c1	
V1	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
		4	25	5	10	140	51	OK
V2	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
V3	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK
V4	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
V5	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK
V6	Biapo.	1	25	5	16	170	54	OK
V7	Biapo.	1	25	5	16	170	54	OK
V8	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V9	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	12,5	140	53	OK
V10	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V11	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V12	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V13	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK
V14	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK
V15	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK
V16	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
V17	Biapo.	1	25	5	16	170	54	OK
V18	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK
V19	Biapo.	1	25	5	16	170	54	OK
V20	Biapo.	1	25	5	12,5	170	53	OK

## TIPO 1

		Vigas						
Título	Tipo	Vão	cb	Øt	ØL	b	c1	Situação
		1	25	5	12,5	140	53	OK
V1	Cont.	2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	12,5	140	53	OK
		4	25	5	10	140	51	OK
		1	25	5	10	140	51	OK
V2	Cont.	2	25	5	12,5	140	53	OK
		1	25	5	10	170	53	OK
V3	Biapo.	1	25	5	12,5	210	53	OK
V4	Cont.	1	25	5	10	170	51	OK
		2	25	5	10	170	51	OK
V5	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK
V6	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK
V7	Cont.	1	25	5	12,5	210	53	OK
		2	25	5	10	210	51	OK
		3	25	5	10	210	51	OK
		4	25	5	10	210	51	OK
V8	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
		4	25	5	12,5	140	53	OK
V9	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
		4	25	5	10	140	51	OK
V10	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	12,5	140	53	OK
		4	25	5	12,5	140	53	OK
V11	Cont.	1	25	5	10	210	51	OK
		2	25	5	10	210	51	OK
		3	25	5	16	210	54	OK
		4	25	5	12,5	210	53	OK
V12	Cont.	1	25	5	12,5	210	53	OK
		2	25	5	12,5	210	53	OK
		3	25	5	16	210	54	OK
		4	25	5	16	210	54	OK
V13	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK
V14	Biapo.	1	25	5	12,5	170	53	OK
V15	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK
V16	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V17	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
V18	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	10	140	51	OK

## TIPO1 - Continuação

Vigas								
Título	Tipo	Vão	cb	Øt	ØL	b	c1	Situação
V19	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK
V20	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK

## TIPO

Vigas								
Título	Tipo	Vão	cb	Øt	ØL	b	c1	Situação
		1	25	5	12,5	140	53	OK
V1	Cont.	2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	12,5	140	53	OK
		4	25	5	10	140	51	OK
		1	25	5	12,5	140	53	OK
V2	Cont.	2	25	5	12,5	140	53	OK
		1	25	5	12,5	170	53	OK
V3	Biapo.	1	25	5	12,5	210	53	OK
V4	Cont.	1	25	5	12,5	210	53	OK
		2	25	5	10	210	51	OK
V5	Biapo.	1	25	5	16	170	54	OK
V6	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK
V7	Cont.	1	25	5	12,5	210	53	OK
		2	25	5	10	210	51	OK
		3	25	5	10	210	51	OK
V8	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	12,5	140	53	OK
V9	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	12,5	140	53	OK
V10	Cont.	1	25	5	12,5	210	53	OK
		2	25	5	10	210	51	OK
		3	25	5	12,5	210	53	OK
V11	Cont.	1	25	5	12,5	210	53	OK
		2	25	5	12,5	210	53	OK
		3	25	5	12,5	210	53	OK
V12	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK
V13	Biapo.	1	25	5	12,5	170	53	OK
V14	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK
V15	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
V16	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
V17	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK
V18	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK

## COBERTURA

		Vigas						
Título	Tipo	Vão	cb	Øt	ØL	b	c1	Situação
V1	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
		4	25	5	10	140	51	OK
V2	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	12,5	140	53	OK
V3	Biapo.	1	25	5	12,5	170	53	OK
V4	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK
V5	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	12,5	140	53	OK
V6	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
		3	25	5	12,5	140	53	OK
V7	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	12,5	140	53	OK
V8	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V9	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
		3	25	5	10	140	51	OK
V10	Cont.	1	25	5	12,5	140	53	OK
		2	25	5	10	140	51	OK
V11	Cont.	1	25	5	10	140	51	OK
		2	25	5	12,5	140	53	OK
V12	Biapo.	1	25	5	12,5	170	53	OK
V13	Biapo.	1	25	5	10	170	51	OK

## 10.5 VERIFICAÇÃO DOS PILARES

Segundo a NBR 15200:2012, para pilares com apenas uma face exposta ao fogo pode-se empregar a Tabela 7.5, que fornece as dimensões mínimas das seções transversais  $b_{min}$  e os valores de  $C_1$ .

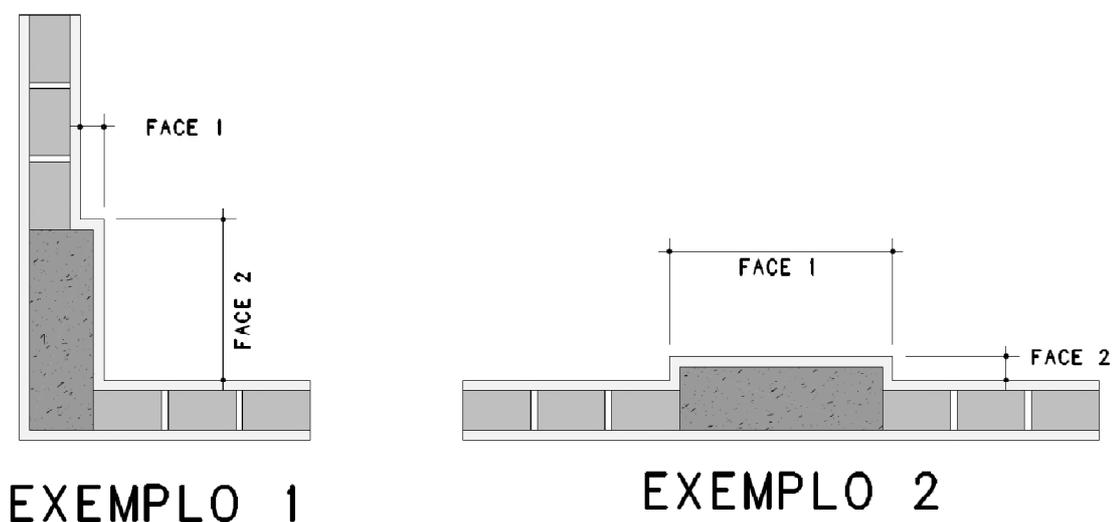
Tabela 7.5 – Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo

TRRF	Combinações de $b_{min} / C_1$ <i>mm/mm</i>
30	155/25
60	155/25
90	155/25
120	175/35
180	230/55

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela 12

Para os pilares externos alinhados paralelamente com as alvenarias descartou-se a hipótese de serem pilares com apenas uma face exposta ao fogo por terem a dimensão  $b$  maior que as larguras das alvenarias como apresentado na Figura 10.5.

Dessa forma todos os pilares foram considerados com mais de uma face exposta ao fogo e a verificação foi feita através do método analítico.

Figura 10.5 - Pilares externos com  $b >$  que a largura das alvenarias

O método analítico utilizado para pilares com mais de uma face exposta ao fogo, segundo o item 7.1.4, consiste em calcular o tempo de resistência ao fogo (TRF) cujo valor tem que ser superior ou igual ao TRRF adotado para a estrutura.

O tempo de resistência ao fogo de um pilar pode ser determinado segundo a Equação 7.5:

$$TRF = 120 \cdot \left( \frac{R_\mu + R_a + R_\ell + R_n}{120} \right)^{1.8} \quad (7.5)$$

Onde:

$$R_\mu = 83 \cdot (1 - \mu_{fi})$$

$$R_a = 1,60 \cdot (C_1 - 30) \quad C_1 \text{ em mm}$$

$$R_\ell = 9,60 \cdot (5 - \ell_{ef,fi}) \quad \text{Para } 190\text{mm} \leq b' \leq 450\text{mm}$$

$$R_b = 0,09 \cdot b'$$

$$R_b = 40,5 \quad \text{Para } b' > 450\text{mm}$$

$$R_n = 0 \text{ para } n = 4 \quad \text{Sendo } n \text{ o número de barras longitudinais}$$

$$R_n = 12 \text{ para } n > 4$$

Sendo:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{sd,fi}}{N_{Rd}}$$

$N_{sd,fi}$  Valor de cálculo da força axial em situação do incêndio;

$N_{Rd}$  Valor de cálculo da força normal resistente do pilar calculado de acordo com ABNT NBR 6118 com  $\gamma_m$  à temperatura ambiente, incluindo os efeitos da não linearidade geométrica (2ª ordem) e desconsiderados os efeitos das forças decorrentes do vento.

$C_1$  Distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo. Em seu cálculo, é permitida a consideração do revestimento conforme as prescrições dispostas no item 8.2 da NBR 15200:20128.2 .

$\ell_{ef,fi}$  Comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio, em metros, e pode sempre ser considerado igual ao da temperatura ambiente,  $\ell_e$ , conforme ABNT NBR 6118:2014, item 15.6. Para os pilares dos andares intermediários de edifícios de múltiplos pavimentos compartimentados verticalmente e com os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente inferiores ou iguais a 10 % dos respectivos esforços de primeira ordem (por exemplo,  $\gamma_z \leq 1,1$ ), pode ser assumido que  $\ell_{ef,fi} = 0,5 \cdot \ell_e$  e para o

pavimento mais alto  $\ell_{ef,fi} = 0,7 \cdot \ell_e$ . Para situações em que os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente são superiores a 10 % dos respectivos esforços de primeira ordem (por exemplo,  $\gamma_z > 1,1$ ), o  $\ell_{ef,fi}$  pode ser determinado por análise estrutural específica.

$$b' = 2 \cdot \frac{A_c}{(b + h)} \quad \text{Para } h \leq 1,5 b$$

$$b' = 1,20 \cdot b \quad \text{Para } h > 1,50 b$$

Onde:

$A_c$  Área da seção transversal do pilar, expressa em milímetros quadrados;

$B$  Menor dimensão da seção transversal do pilar, expressa em milímetros;

$H$  Maior dimensão da seção transversal do pilar, expressa em milímetros.

Para uso da Equação 7.5, devem ser respeitadas as seguintes limitações:

$$\frac{A_s}{A_c} \leq 0,04$$

$$25mm \leq C_1 \leq 80mm$$

$$b' \geq 190mm$$

$$e \leq 0,15 \cdot b$$

$$\ell_{ef,fi} \leq 6m$$

Onde:

$A_s$  Área total das armaduras;

$e$  Excentricidade de primeira ordem da força normal atuante em situação de incêndio, que pode ser assumida igual à excentricidade de primeira ordem da força normal atuante à temperatura ambiente, desconsiderado o efeito das forças decorrentes do vento.

A Figura 10.6, mostra a configuração dos critérios de verificação de incêndio no sistema CAD/TQS.

Figura 10.6 - Critérios de verificação de incêndio

Fonte: Sistema CAD/TQS

De acordo com o item 9.2.5, utilizou-se no cálculo das solicitações em situação de incêndio o grupo de combinação FOGO.

**FOGO/PERMVAR/PP+PERM+0.3ACID**

A definição aproximada das solicitações em situação de incêndio segundo a NBR15200: 2012, pode ser definida igual a 70% das solicitações de cálculo em situação normal.

O comprimento equivalente dos pilares em situação de incêndio,  $\ell_{ef,fi}$  foi considerado igual ao comprimento equivalente dos pilares em situação normal  $\ell_e$ , em virtude da classificação da estrutura ser de "Nós móveis",  $\gamma_z = 1.12$  nas direções de vento 0 e 180.

Os pilares foram considerados revestidos com argamassa de cimento, cal e areia com espessura de 15mm.

Com o emprego do revestimento, foi acrescido 10 mm no cálculo de  $C_1$  referente a 67% de eficiência relativa ao concreto.

Na Tabela 10.5, são apresentados os resultados da verificação dos pilares por pavimento.

#### Legenda das Tabelas de pilares

Tipo:	Comum, Pilar-parede ou Tirante;
Nsd,fi / NRd:	Relação entre a força solicitante de cálculo em situação de incêndio (tf) e a força resistente de cálculo em situação normal (tf);
e:	Excentricidade (mm);
As / Ac:	Taxa geométrica de armadura;
w:	Taxa mecânica de armadura;
ni:	Força normal adimensional;
le:	Comprimento efetivo (m);
le,fi:	Comprimento efetivo em incêndio (m);
NB:	Número total de barras de armaduras;
b:	Menor dimensão do pilar (mm);
c1:	Distância da armadura longitudinal à face exposta ao fogo (mm);
Situação:	TRF>TRRF! : embora a resistência (TRF) seja superior à requerida (TRRF), de projeto, existe algum parâmetro fora dos limites normativos.

Tabela 10.5 - resultados da verificação dos pilares por pavimento.

## TÉRREO

Pilares												
Título	Tipo	$N0_{sd,fi} / NR_d$	e	As/Ac	w	ni	le,fi	NB	b	c1	TRF	Situação
P1	Pilar	44.6 / 182.6 = .24	9	.004	.101	.28	1.0	6	190	50	215	OK
P2	Pilar	88.8 / 240.9 = .37	1	.015	.367	.46	1.0	14	190	51	195	OK
P3	Pilar	114.6 / 315.3 = .36	1	.033	.805	.45	1.0	12	190	55	210	OK
P4	Pilar	92.6 / 214.1 = .43	2	.013	.315	.49	1.0	12	190	51	184	OK
P5	Pilar	44.5 / 181.9 = .24	2	.004	.101	.28	1.0	6	190	50	214	OK
P6	Pilar	94.2 / 238.7 = .39	3	.015	.367	.48	1.0	14	190	51	191	OK
P7	Pilar	69.9 / 211.9 = .33	1	.009	.210	.41	1.0	8	190	51	203	OK
P8	Pilar	138.0 / 327.3 = .42	2	.017	.408	.52	1.0	8	250	55	214	OK
P9	Pilar	105.3 / 279.4 = .38	7	.028	.671	.44	1.0	10	190	55	208	OK
P10	Pilar	45.8 / 191.5 = .24	12	.006	.157	.28	1.0	6	190	51	220	OK
P11	Pilar	135.5 / 282.7 = .48	8	.013	.306	.55	1.0	6	250	55	203	OK
P12	Pilar	22.3 / 200.8 = .11	5	.006	.157	.14	1.0	6	190	51	246	OK
P13	Pilar	32.6 / 209.2 = .16	1	.009	.210	.19	1.0	8	190	51	237	OK
P14	Pilar	68.0 / 201.9 = .34	1	.006	.157	.41	1.0	6	190	51	201	OK
P15	Pilar	125.9 / 308.3 = .41	1	.013	.326	.51	1.0	10	250	53	209	OK
P16	Pilar	124.3 / 290.1 = .43	2	.011	.279	.52	1.0	14	250	51	199	OK
P17	Pilar	59.1 / 186.3 = .32	4	.004	.101	.38	1.0	6	190	50	201	OK
P18	Pilar	44.9 / 257.0 = .17	23	.004	.096	.20	1.0	8	400	50	267	OK
P19	Pilar	38.1 / 182.6 = .21	11	.004	.101	.24	1.0	6	190	50	221	OK
P20	Pilar	70.3 / 199.0 = .35	3	.006	.157	.43	1.0	6	190	51	198	OK
P21	Pilar	69.4 / 194.8 = .36	5	.006	.157	.42	1.0	6	190	51	198	OK

## TIPO 1

Pilares												
Título	Tipo	$N0_{sd,fi} / NR_d$	e	As/Ac	w	ni	le,fi	NB	b	c1	TRF	Situação
P1	Pilar	40.0 / 184.1 = .22	8	.004	.101	.26	3.5	6	190	50	167	OK
P2	Pilar	82.4 / 239.4 = .34	3	.015	.367	.42	3.5	14	190	51	149	OK
P3	Pilar	104.5 / 311.3 = .34	0	.033	.805	.41	3.5	12	190	55	163	OK
P4	Pilar	82.5 / 215.8 = .38	3	.013	.315	.44	3.5	12	190	51	143	OK
P5	Pilar	39.8 / 181.7 = .22	2	.004	.101	.25	3.5	6	190	50	166	OK
P6	Pilar	85.7 / 239.1 = .36	2	.015	.367	.44	3.5	14	190	51	147	OK
P7	Pilar	62.8 / 210.9 = .30	1	.009	.210	.36	3.5	8	190	51	157	OK
P8	Pilar	131.1 / 326.9 = .40	1	.017	.408	.50	3.5	8	250	55	165	OK
P9	Pilar	92.8 / 282.9 = .33	6	.028	.671	.39	3.5	10	190	55	164	OK
P10	Pilar	40.0 / 192.3 = .21	12	.006	.157	.24	3.5	6	190	51	172	OK
P11	Pilar	123.9 / 282.4 = .44	6	.013	.306	.51	3.5	6	250	55	158	OK
P12	Pilar	18.1 / 200.3 = .09	7	.006	.157	.11	3.5	6	190	51	193	OK
P13	Pilar	27.7 / 206.0 = .13	1	.009	.210	.16	3.5	8	190	51	185	OK
P14	Pilar	61.3 / 199.1 = .31	0	.006	.157	.37	3.5	6	190	51	155	OK
P15	Pilar	119.5 / 308.9 = .39	0	.013	.326	.48	3.5	10	250	53	161	OK
P16	Pilar	116.0 / 295.6 = .39	1	.011	.279	.48	3.5	14	250	51	154	OK
P17	Pilar	53.6 / 190.0 = .28	2	.004	.101	.34	3.5	6	190	50	156	OK
P18	Pilar	39.7 / 258.9 = .15	26	.004	.096	.18	3.5	8	400	50	212	OK
P19	Pilar	33.4 / 185.9 = .18	8	.004	.101	.21	3.5	6	190	50	173	OK
P20	Pilar	63.5 / 201.3 = .32	1	.006	.157	.39	3.5	6	190	51	154	OK
P21	Pilar	62.0 / 197.5 = .31	3	.006	.157	.38	3.5	6	190	51	154	OK

## TIPO

Pilares												
Título	Tipo	N0sd,fi / NRd	e	As/Ac	w	ni	le,fi	NB	b	c1	TRF	Situação
P1	Pilar	32.8 / 186.0 = .18	8	.004	.101	.21	3.5	6	190	50	174	OK
P2	Pilar	70.6 / 206.6 = .34	4	.009	.210	.41	3.5	8	190	51	149	OK
P3	Pilar	88.9 / 258.6 = .34	1	.022	.537	.41	3.5	8	190	55	161	OK
P4	Pilar	70.8 / 187.5 = .38	4	.006	.157	.43	3.5	6	190	51	144	OK
P5	Pilar	34.4 / 183.0 = .19	2	.004	.101	.22	3.5	6	190	50	172	OK
P6	Pilar	72.4 / 208.6 = .35	2	.009	.210	.42	3.5	8	190	51	149	OK
P7	Pilar	49.7 / 186.9 = .27	1	.004	.101	.32	3.5	6	190	50	158	OK
P8	Pilar	111.6 / 287.9 = .39	1	.011	.261	.47	3.5	8	250	53	161	OK
P9	Pilar	78.9 / 211.9 = .37	4	.011	.258	.44	3.5	6	190	53	150	OK
P10	Pilar	34.6 / 183.3 = .19	12	.004	.101	.22	3.5	6	190	50	172	OK
P11	Pilar	105.3 / 252.7 = .42	4	.008	.196	.47	3.5	6	250	53	156	OK
P12	Pilar	15.5 / 191.2 = .08	5	.004	.101	.10	3.5	6	190	50	191	OK
P13	Pilar	24.0 / 186.5 = .13	1	.004	.101	.15	3.5	6	190	50	182	OK
P14	Pilar	49.1 / 184.2 = .27	0	.004	.101	.31	3.5	6	190	50	158	OK
P15	Pilar	102.9 / 266.2 = .39	0	.007	.159	.47	3.5	8	250	51	155	OK
P16	Pilar	100.9 / 263.4 = .38	1	.007	.159	.46	3.5	8	250	51	156	OK
P17	Pilar	39.3 / 186.0 = .21	8	.004	.101	.25	3.5	6	190	50	168	OK
P18	Pilar	24.9 / 165.2 = .15	9	.005	.115	.18	3.5	6	250	50	192	OK
P19	Pilar	24.1 / 187.5 = .13	8	.004	.101	.15	3.5	6	190	50	182	OK
P20	Pilar	45.7 / 186.9 = .24	6	.004	.101	.29	3.5	6	190	50	162	OK
P21	Pilar	45.6 / 185.7 = .25	6	.004	.101	.29	3.5	6	190	50	162	OK

## COBERTURA

Pilares												
Título	Tipo	N0sd,fi / NRd	e	As/Ac	w	ni	le,fi	NB	b	c1	TRF	Situação
P1	Pilar	5.0 / 184.9 = .03	41	.004	.101	.03	3.5	6	190	50	201	TRF>TRRF!
P2	Pilar	11.1 / 185.7 = .06	24	.004	.101	.07	3.5	6	190	50	195	OK
P3	Pilar	11.3 / 177.7 = .06	10	.004	.101	.07	3.5	6	190	50	194	OK
P4	Pilar	12.0 / 169.4 = .07	23	.004	.101	.08	3.5	6	190	50	193	OK
P5	Pilar	7.2 / 174.1 = .04	30	.004	.101	.05	3.5	6	190	50	198	TRF>TRRF!
P6	Pilar	4.7 / 188.8 = .03	20	.004	.101	.03	3.5	6	190	50	201	OK
P7	Pilar	7.4 / 183.9 = .04	2	.004	.101	.05	3.5	6	190	50	198	OK
P8	Pilar	15.3 / 252.8 = .06	4	.005	.120	.07	3.5	6	250	51	214	OK
P9	Pilar	12.8 / 177.4 = .07	41	.004	.101	.08	3.5	6	190	50	192	TRF>TRRF!
P10	Pilar	7.3 / 177.2 = .04	88	.004	.101	.05	3.5	6	190	50	198	TRF>TRRF!
P11	Pilar	13.5 / 233.5 = .06	52	.005	.120	.06	3.5	6	250	51	214	TRF>TRRF!
P12	Pilar	3.3 / 188.1 = .02	76	.004	.101	.02	3.5	6	190	50	203	TRF>TRRF!
P13	Pilar	4.0 / 179.8 = .02	4	.004	.101	.03	3.5	6	190	50	202	OK
P14	Pilar	7.2 / 180.7 = .04	6	.004	.101	.05	3.5	6	190	50	198	OK
P15	Pilar	14.8 / 253.4 = .06	2	.005	.120	.07	3.5	6	250	51	214	OK
P16	Pilar	14.4 / 250.4 = .06	22	.005	.120	.07	3.5	6	250	51	214	OK
P17	Pilar	5.7 / 184.2 = .03	76	.004	.101	.04	3.5	6	190	50	200	TRF>TRRF!
P18	Pilar	3.8 / 160.6 = .02	86	.005	.115	.03	3.5	6	250	50	216	TRF>TRRF!
P19	Pilar	3.6 / 186.8 = .02	68	.004	.101	.02	3.5	6	190	50	202	TRF>TRRF!
P20	Pilar	6.7 / 185.6 = .04	52	.004	.101	.04	3.5	6	190	50	199	TRF>TRRF!
P21	Pilar	6.8 / 184.1 = .04	51	.004	.101	.04	3.5	6	190	50	199	TRF>TRRF!

De acordo com a Tabela 10.5, todos os pilares possuem o TRF > TRRF de 90 minutos adotado para a estrutura, alguns pilares do pavimento Cobertura não passaram na análise, por possuírem excentricidade maior que o limite estabelecido pela NBR15200:2012, que condiciona o uso do método Analítico.

Limite estabelecido pela norma para uso do método analítico:  $e \leq 0,15 \cdot b$

Pilar	e	b	$e = 0,15 \cdot b$	Condição
P1	41	190	28,5	Excentricidade > 0,15b
P5	30	190	28,5	Excentricidade > 0,15b
P9	41	190	28,5	Excentricidade > 0,15b
P10	88	190	28,5	Excentricidade > 0,15b
P11	52	250	37,5	Excentricidade > 0,15b
P12	76	190	28,5	Excentricidade > 0,15b
P17	76	190	28,5	Excentricidade > 0,15b
P18	86	250	37,5	Excentricidade > 0,15b
P19	68	190	28,5	Excentricidade > 0,15b
P20	52	190	28,5	Excentricidade > 0,15b
P21	51	190	28,5	Excentricidade > 0,15b

Para verificação dos pilares com excentricidade superior ao limite estabelecido, empregou-se o método tabular geral conforme item 7.1.3, utilizando-se as Tabelas 7.7 a 7.15, que adotam os seguintes símbolos e definições:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot F_{cd}}$$

$$v_{fi} = \frac{N_{0sd,fi}}{0,7 \cdot (A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})}$$

$$f_{cd} = f_{ck}$$

$$f_{yd} = f_{yk}$$

$$e = \text{máx}$$

$$e = \frac{M_{0sd,fi}}{N_{0sd,fi}}$$

$$\lambda_{fi} = \frac{\ell_{ef,fi}}{r}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_c}}$$

Onde:

- $A_s$  Área total da seção das barras de aço;
- $A_c$  Área da seção de concreto;
- $\omega$  Taxa mecânica de armadura;
- $f_{cd}$  Valor de cálculo da resistência do concreto à compressão à temperatura ambiente;
- $f_{yd}$  Valor de cálculo da resistência do aço à temperatura ambiente;
- $e$  Excentricidade de primeira ordem em situação de incêndio;
- $e_{máx}$  Máximo valor da excentricidade para uso das tabelas 7.7 a 7.15;
- $N_{Sd,fi}$  Valor de cálculo do esforço normal de compressão de 1ª ordem em situação de incêndio, que pode ser assumido igual a 70 % de  $N_{Sd}$ , em que  $N_{Sd}$  é o valor de cálculo do esforço normal de compressão de 1ª ordem à temperatura ambiente, desconsiderado o efeito das forças decorrentes do vento
- $M_{Sd,fi}$  Valor de cálculo do momento fletor de 1ª ordem em situação de incêndio, que pode ser assumido igual a 70 % de  $M_{Sd}$ , em que  $M_{Sd}$  é o valor de cálculo do momento fletor de 1ª ordem à temperatura ambiente, desconsiderado o efeito das forças decorrentes do vento;
- $\lambda_{fi}$  Esbeltez em situação de incêndio;
- $\ell_{ef,fi}$  Comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio;
- $r$  Raio de giração;
- $I$  Momento de inércia da seção de concreto;

$C_1$  Distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo. Em seu cálculo, é permitida a consideração do revestimento conforme as prescrições dispostas na NBR15200:2012, item 8.2.

$b_{min}$  Mínima dimensão da seção transversal do pilar (retangular ou circular), expressa em milímetros.

Os dados de cálculo dos pilares utilizados na verificação através do método tabular geral, são apresentados nas Tabelas 10.6 e 10.7.

Tabela 10.6 - Dados de cálculo dos pilares ( Método tabular geral)

Pilar	b (mm)	h (mm)	Ac (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	As / Ac	Nsd,fi (Tf)	Msd,fi (Tf.m)	$\omega$	vfi	e (mm)	$\ell e,fi$ (m)	$\lambda fi$
P1	190	600	1140	4,56	0,004	5,00	0,21	0,10	0,031	41	3,5	64
P5	190	600	1140	4,56	0,004	7,20	0,22	0,10	0,044	30	3,5	64
P9	190	600	1140	4,56	0,004	12,80	0,52	0,10	0,079	41	3,5	64
P10	190	600	1140	4,56	0,004	7,30	0,64	0,10	0,045	88	3,5	64
P11	250	600	1500	7,5	0,005	13,50	0,70	0,12	0,061	52	3,5	48
P12	190	600	1140	4,56	0,004	3,30	0,25	0,10	0,020	76	3,5	64
P17	190	600	1140	4,56	0,004	5,70	0,43	0,10	0,035	76	3,5	64
P18	250	400	1000	5,00	0,005	3,80	0,33	0,12	0,026	86	3,5	48
P19	190	600	1140	4,56	0,004	3,60	0,24	0,10	0,022	68	3,5	64
P20	190	600	1140	4,56	0,004	6,70	0,35	0,10	0,041	52	3,5	64
P21	190	600	1140	4,56	0,004	6,80	0,35	0,10	0,042	51	3,5	64

Tabela 10.7 -  $e_{max}$  dos pilares em função de b (Método tabular geral)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e (mm)	$e_{max} = 0,25 b$ (mm)	$e_{max} = 0,50 b$ (mm)
P1	190	600	41	47,5	-
P5	190	600	30	47,5	-
P9	190	600	41	47,5	-
P10	190	600	88	-	95
P11	250	600	52	62,5	-
P12	190	600	76	-	95
P17	190	600	76	-	95
P18	250	400	86	-	125
P19	190	600	68	-	95
P20	190	600	52	-	95
P21	190	600	51	-	95

Se verificarmos na Tabela 10.6, podemos notar que é muito pequena a variação na taxa mecânica de armadura  $\omega$ , e que os níveis de carregamento dos pilares  $v_{fi}$ , possuem valores muito abaixo do primeiro limite encontrado nas tabelas 7.5 a 7.15. Em vista dessas condições os pilares foram agrupados para verificação, pela excentricidade máxima  $e_{max}$  e pela esbeltez em situação de incêndio  $\lambda_{fi}$ , conforme Tabela 10.8.

Tabela 10.8 - Agrupamento dos pilares pelo  $e_{max}$  e esbeltez  $\lambda_{fi}$

Pilares	$e_{max}$	$\lambda_{fi}$
P1, P5 e P9	0,25 b	64
P10, P12, P17, P19, P20 e P21	0,50 b	64
P11	0,25 b	48
P18	0,50 b	48

Verificação:

PI, P5 e P9 - Tabela 7.8

Dados dos pilares:

TRRF: 90 minutos

$\lambda_{fi}$ : 64

$v_{fi}$  0,031, 0,044 e 0,079 < 0,15

$\omega$ : 0,10

$e_{max}$ : 0,25 b

Tabela 7.8 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,1$  e  $e_{máx} = 0,25 \times b$  (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{máx} = 100$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF min	$\lambda_{fi}$	$b_{mín} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,30$	$v_{fi} = 0,50$	$v_{fi} = 0,70$
90	30	200/40:250/25	300/40:400/25	500/50:550/25	550/40:600/25
	40	250/40:350/25	350/50:550/25	550/35:600/25	600/50
	50	300/40:500/25	500/60:550/25	600/40	a
	60	300/50:550/25	550/45:600/25	a	a
	70	400/50:550/25	600/45	a	a
	80	500/60:600/25	a	a	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.2

O índice de esbeltez dos pilares encontra-se entre o intervalo 60 e 70, fazendo uma interpolação linear entre os dois valores de  $b_{min} / c_1$ , encontramos  $b_{min} / c_1 = 365 \text{ mm} / 50\text{mm}$ .

Verificação:

P10, P12, P17, P19, P20 e P21 - Tabela 7.9

Dados dos pilares:

TRRF: 90 minutos

$\lambda_{fi}$ : 64

$v_{fi}$  0,045, 0,020, 0,035, 0,022, 0,041 e 0,042 < 0,15

$\omega$ : 0,10

$e_{max}$ : 0,50 b

Tabela 7.9 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,1$  e  $e_{max} = 0,5 \times b$  (para  $b \leq 400 \text{ mm}$ ) e  $e_{max} = 200 \text{ mm}$  (para  $b > 400 \text{ mm}$ )

TRRF min	$\lambda_{fi}$	$b_{min} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,30$	$v_{fi} = 0,50$	$v_{fi} = 0,70$
90	30	350/50:550/25	550/45:600/40	600/80	a
	40	500/60:600/30	550/60:600/50	a	a
	50	550/40	600/80	a	a
	60	550/50:600/45	a	a	a
	70	550/60:600/50	a	a	a
	80	600/70	a	a	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.3

O índice de esbeltez dos pilares encontra-se entre o intervalo 60 e 70, fazendo uma interpolação linear entre os dois valores de  $b_{min} / c_1$ , encontramos  $b_{min} / c_1 = 550 \text{ mm} / 54\text{mm}$ .

Verificação:

P11 - Tabela 7.8

Dados dos pilares:

TRRF: 90 minutos

$\lambda_{fi}$ : 48

$\nu_{fi}$ : 0,061 < 0,15

$\omega$ : 0,10

$e_{max}$ : 0,25 b

Tabela 7.8 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,1$  e  $e_{máx} = 0,25 \times b$  (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{máx} = 100$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF min	$\lambda_{fi}$	$b_{mín} / c_1$			
		$\nu_{fi} = 0,15$	$\nu_{fi} = 0,30$	$\nu_{fi} = 0,50$	$\nu_{fi} = 0,70$
90	30	200/40:250/25	300/40:400/25	500/50:550/25	550/40:600/25
	40	250/40:350/25	350/50:550/25	550/35:600/25	600/50
	50	300/40:500/25	500/60:550/25	600/40	a
	60	300/50:550/25	550/45:600/25	a	a
	70	400/50:550/25	600/45	a	a
	80	500/60:600/25	a	a	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.2

O índice de esbeltez dos pilares encontra-se entre o intervalo 40 e 50, fazendo uma interpolação linear entre os dois valores de  $b_{mín} / c_1$ , encontramos  $b_{mín} / c_1 = 290$  mm / 40 mm.

Verificação:

P18 - Tabela 7.9

Dados dos pilares:

TRRF: 90 minutos

$\lambda_{fi}$ : 48

$v_{fi}$ : 0,022 < 0,15

$\omega$ : 0,10

$e_{max}$ : 0,50 b

Tabela 7.9 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,1$  e  $e_{max} = 0,5 \times b$  (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{max} = 200$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF min	$\lambda_{fi}$	$b_{min} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,30$	$v_{fi} = 0,50$	$v_{fi} = 0,70$
90	30	350/50:550/25	550/45:600/40	600/80	a
	40	500/60:600/30	550/60:600/50	a	a
	50	550/40	600/80	a	a
	60	550/50:600/45	a	a	a
	70	550/60:600/50	a	a	a
	80	600/70	a	a	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.3

O índice de esbeltez dos pilares encontra-se entre o intervalo 40 e 50, fazendo uma interpolação linear entre os dois valores de  $b_{min} / c_1$ , encontramos  $b_{min} / c_1 = 540$  mm / 44 mm.

Após a verificação dos pilares pelo método tabular geral, nota-se que as dimensões verificadas, tornam-se incompatíveis com as dimensões dos lances inferiores.

A Tabela 10.9, apresenta um comparativo das dimensões originais com as da verificação pelo método tabular geral.

Tabela 10.9 - Comparativo da dimensão  $b$  dos pilares e  $b_{min}$  (Método tabular geral)

Pilares	$b$ (mm)	$b_{min}$ (mm)
P1, P5 e P9	190	365
P10, P12, P17, P19, P20 e P21	190	550
P11	250	290
P18	250	540

A variação brusca na seção transversal de pilares, com o aumento da seção nos lances superiores não é usual em estruturas de concreto armado. As novas dimensões encontradas pelo método tabular geral, tornam-se inviáveis de serem aplicadas para o pavimento Cobertura.

Se aplicarmos a mesma seção transversal para todos os lances dos pilares analisados, utilizado a nova dimensão  $b_{min}$  de acordo com o método tabular geral, isso acarretaria em um super dimensionando dos lances inferiores ao pavimento Cobertura, tendo em vista que os mesmos atendem a todas as solicitações com a dimensões originais.

Outra consideração importante é que a variação das seções dos pilares para seções muito maiores, alterariam a configuração estrutural original e conseqüentemente teríamos uma redistribuição de esforços significativa em toda estrutura, em virtude das novas rigidezes desses elementos.

Dentre as soluções existentes para o problema, optou-se por alterar a dimensão  $b$  dos pilares, P1, P5, P9, P10, P12, P17, P19, P20 e P21 para 250 mm em todos os lances, e a dimensão  $h$  para 400 mm somente no lance do pavimento Cobertura. Com a alteração da menor dimensão dos pilares para 250 mm, calculamos novamente a esbeltez  $\lambda f_i$ , que passou de 64 para 48 e com isso poderemos utilizar o intervalo de 40 a 50 nas tabelas.

Apenas para o lance do pavimento Cobertura, adotou-se uma nova taxa de geométrica de armadura  $A_s / A_c = 0,02$ , em função da nova seção transversal dos pilares (250 mm x 400 mm), com isso elevamos a taxa mecânica de armadura  $\omega$  para 0,5 e poderemos utilizar as tabelas que atendam essa condição. Para os lances inferiores a esse não foi necessário tal alteração.

São mostrados na Tabela 10.10 e 10.11, os dados de cálculo dos pilares com as alteração adotadas.

Tabela 10.10 - Dados de cálculo dos pilares com  $b = 250$  mm,  $h=400$  mm e  $A_s / A_c = 0,02$  (método tabular geral)

Pilar	b (mm)	h (mm)	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/A_c$	$N_{sd,fi}$ (Tf)	$M_{sd,fi}$ (Tf.m)	$\omega$	$v_{fi}$	e (mm)	$\ell_{e,fi}$ (m)	$\lambda_{fi}$
P1	250	400	1000	20,0	0,020	5,00	0,32	0,50	0,024	64	3,5	48
P5	250	400	1000	20,0	0,020	7,20	0,36	0,50	0,034	50	3,5	48
P9	250	400	1000	20,0	0,020	13,50	0,70	0,50	0,064	52	3,5	48
P10	250	400	1000	20,0	0,020	7,30	0,43	0,50	0,034	59	3,5	48
P11	250	400	1000	20,0	0,020	12,90	0,62	0,50	0,061	48	3,5	48
P12	250	400	1000	20,0	0,020	3,20	0,39	0,50	0,015	123	3,5	48
P17	250	400	1000	20,0	0,020	5,70	0,42	0,50	0,027	74	3,5	48
P18	250	400	1000	20,0	0,020	3,80	0,36	0,50	0,018	94	3,5	48
P19	250	400	1000	20,0	0,020	3,50	0,33	0,50	0,017	94	3,5	48
P20	250	400	1000	20,0	0,020	6,70	0,57	0,50	0,032	85	3,5	48
P21	250	400	1000	20,0	0,020	6,80	0,58	0,50	0,032	86	3,5	48

Tabela 10.11 -  $e_{max}$  dos pilares em função da nova dimensão  $b = 250$  mm (método tabular geral)

Pilar	b (mm)	h (mm)	e (mm)	$e_{max} = 0,25 b$ (mm)	$e_{max} = 0,50 b$ (mm)
P1	250	400	64	-	125
P5	250	400	50	62,5	-
P9	250	400	52	62,5	-
P10	250	400	59	62,5	-
P11	250	400	48	62,5	-
P12	250	400	123	-	125
P17	250	400	74	-	125
P18	250	400	94	-	125
P19	250	400	94	-	125
P20	250	400	85	-	125
P21	250	400	86	-	125

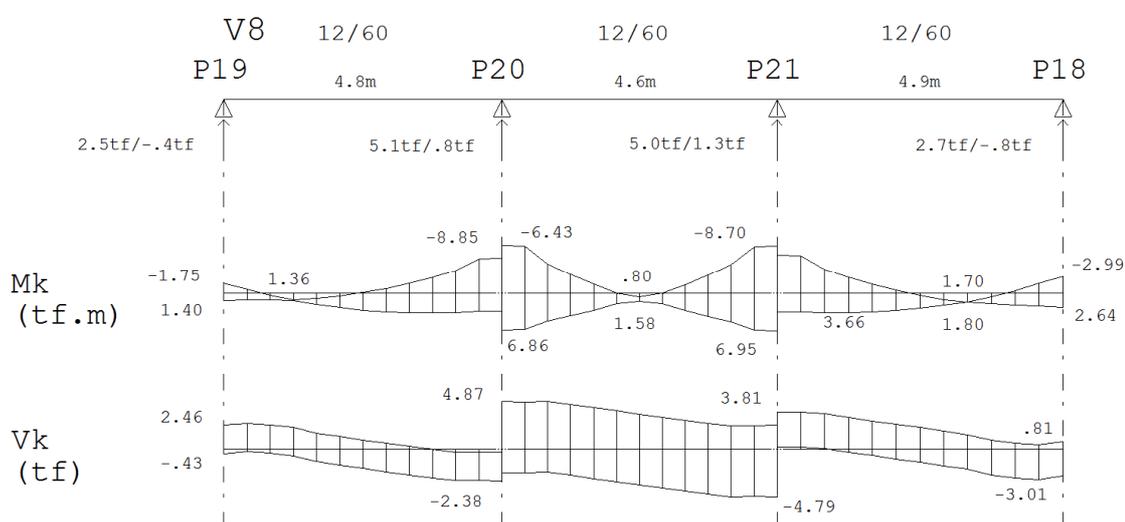
Com base na Tabela 10.11, os pilares foram agrupados para verificação, pela excentricidade máxima  $e_{max}$ , Tabela 10.12.

Tabela 10.12 - Agrupamento dos pilares pelo  $e_{max}$

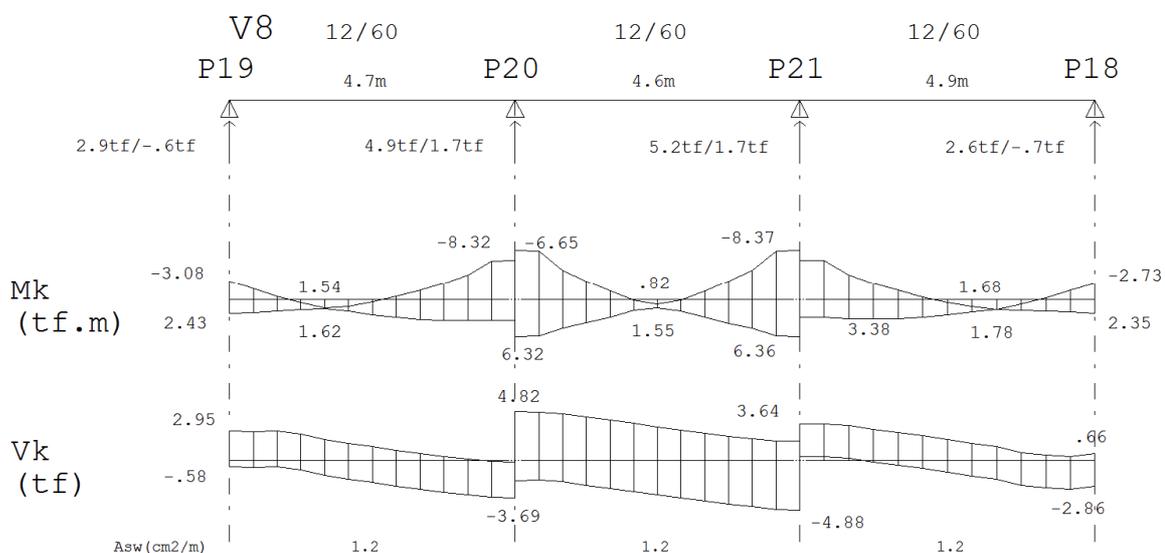
Pilares	$e_{max}$
P5, P9, P10 e P11	0,25 b
P1, P12, P17, P18, P19, P20 e P21	0,50 b

Com as alterações adotadas, foi verificada a redistribuição dos esforços na estrutura, no intuito de validar o dimensionamento anterior das vigas e pilares do projeto. Na verificação constatou-se que as vigas e pilares dos pavimentos, sofreram uma pequena alteração no dimensionamento, no que diz respeito ao arranjo das armaduras em virtude de uma pequena redistribuição dos esforços, Figura 10.7. No entanto os elementos que sofreram alteração continuaram atendendo as verificações de incêndio.

Figura 10.7 - Redistribuição dos esforços - Diagrama de momento fletor e força cortante



Exemplo: viga V8 - pavimento tipo - Pilares com seção original



Exemplo: viga V8 - pavimento tipo - Pilares com seção 250 mm

Verificação 2:

P5, P9, P10 e P11 - Tabela 7.11

Dados dos pilares:

TRRF: 90 minutos

$\lambda_{fi}$ : 48

$\nu_{fi}$  0,034, 0,064, 0,034 e 0,061 < 0,15

$\omega$ : 0,50

$e_{max}$ : 0,25 b

Tabela 7.11 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,5$  e  $e_{max} = 0,25 \times b$  (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{max} = 100$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF min	$\lambda_{fi}$	$b_{min} / c_1$			
		$\nu_{fi} = 0,15$	$\nu_{fi} = 0,30$	$\nu_{fi} = 0,50$	$\nu_{fi} = 0,70$
90	30	150/35:200/25	200/45:300/25	300/45:550/25	550/50:600/40
	40	200/35:250/25	250/45:500/25	350/50:600/25	550/50:600/45
	50	200/40:300/25	300/45:550/25	550/50:600/35	600/55
	60	200/50:400/25	350/50:600/25	550/50:600/45	a
	70	300/35:500/25	400/50:600/35	600/50	a
	80	300/40:600/25	500/55:600/40	600/80	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.5

O índice de esbeltez dos pilares encontra-se entre o intervalo 40 e 50, fazendo uma interpolação linear entre os dois valores de  $c_1$ , encontramos  $b_{min} / c_1 = 200$  mm / 39 mm (Pilar OK: possui 250 mm / 50 mm).

Com a taxa mecânica de armadura  $\omega = 0,5$ , temos nos pilares um  $A_s = 20$  cm<sup>2</sup>, é possível ajustar a taxa mecânica de armadura desses pilares através de interpolação dos valores de  $\omega$  e  $b_{min}$  entre as Tabelas 7.8 e 7.11, para  $b = 250$  mm e conseqüentemente obter uma redução na área de armadura.

Tabela 7.8 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,1$  e  $e_{máx} = 0,25 \times b$  (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{máx} = 100$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF min	$\lambda_{fi}$	$b_{mín} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,30$	$v_{fi} = 0,50$	$v_{fi} = 0,70$
90	30	200/40:250/25	300/40:400/25	500/50:550/25	550/40:600/25
	40	250/40:350/25	350/50:550/25	550/35:600/25	600/50
	50	300/40:500/25	500/60:550/25	600/40	a
	60	300/50:550/25	550/45:600/25	a	a
	70	400/50:550/25	600/45	a	a
	80	500/60:600/25	a	a	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.2

Tabela 7.11 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,5$  e  $e_{máx} = 0,25 \times b$  (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{máx} = 100$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF min	$\lambda_{fi}$	$b_{mín} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,30$	$v_{fi} = 0,50$	$v_{fi} = 0,70$
90	30	150/35:200/25	200/45:300/25	300/45:550/25	550/50:600/40
	40	200/35:250/25	250/45:500/25	350/50:600/25	550/50:600/45
	50	200/40:300/25	300/45:550/25	550/50:600/35	600/55
	60	200/50:400/25	350/50:600/25	550/50:600/45	a
	70	300/35:500/25	400/50:600/35	600/50	a
	80	300/40:600/25	500/55:600/40	600/80	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.5

Dados dos pilares e das tabelas:

TRRF = 90 minutos, esbeltez  $\lambda_{fi} = 48$  e  $e_{máx} = 0,25 b$

	$b_{mín}$	$\omega$
Tabela 7.8	290	0,1
Pilares: P5, P9, P10 e P11	250	0,277
Tabela 7.11	200	0,5

Após a interpolação os pilares P5, P9, P10 e P11, passariam a ter uma taxa mecânica de armadura  $\omega = 0,277$  correspondente a um  $A_s = 11$  cm<sup>2</sup>.

Verificação 2:

P1, P12, P17, P18, P19, P20 e P21- Tabela 7.12

Dados dos pilares:

TRRF: 90 minutos

$\lambda_{fi}$ : 48

$\nu_{fi}$  0,024, 0,015, 0,027, 0,018, 0,017, 0,032 e 0,032 < 0,15

$\omega$ : 0,50

$e_{max}$ : 0,50 b

Tabela 7.12 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,5$  e  $e_{máx} = 0,5 \times b$  (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{máx} = 200$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF min	$\lambda_{fi}$	$b_{mín} / c_1$			
		$\nu_{fi} = 0,15$	$\nu_{fi} = 0,30$	$\nu_{fi} = 0,50$	$\nu_{fi} = 0,70$
90	30	250/40:450/25	300/50:500/25	500/55:600/40	600/80
	40	200/50:500/25	350/50:550/35	550/60:600/50	a
	50	250/45:550/25	500/45:550/40	600/60	a
	60	250/50:550/30	500/50:550/45	600/80	a
	70	300/50:550/35	550/50:600/45	a	a
	80	350/50:600/35	550/60:600/50	a	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.6

O índice de esbeltez dos pilares encontra-se entre o intervalo 40 e 50, fazendo uma interpolação linear entre os dois valores de  $b_{mín} / c_1$ , encontramos  $b_{mín} / c_1 = 240$  mm / 46mm. (Pilar OK: possui 250 mm / 50 mm).

Com a taxa mecânica de armadura  $\omega = 0,5$ , temos nos pilares um  $A_s = 20$  cm<sup>2</sup>, é possível ajustar a taxa mecânica de armadura desses pilares através de interpolação dos valores de  $\omega$  e  $b_{mín}$  das Tabelas 7.9 e 7.12, para  $b = 250$  mm e conseqüentemente obter uma redução na área das armaduras.

Tabela 7.9 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,1$  e  $e_{máx} = 0,5 \times b$   
(para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{máx} = 200$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF min	$\lambda_{fi}$	$b_{mín} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,30$	$v_{fi} = 0,50$	$v_{fi} = 0,70$
90	30	350/50:550/25	550/45:600/40	600/80	a
	40	500/60:600/30	550/60:600/50	a	a
	50	550/40	600/80	a	a
	60	550/50:600/45	a	a	a
	70	550/60:600/50	a	a	a
	80	600/70	a	a	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.3

Tabela 7.12 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,5$  e  $e_{máx} = 0,5 \times b$   
(para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{máx} = 200$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF min	$\lambda_{fi}$	$b_{mín} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,30$	$v_{fi} = 0,50$	$v_{fi} = 0,70$
90	30	250/40:450/25	300/50:500/25	500/55:600/40	600/80
	40	200/50:500/25	350/50:550/35	550/60:600/50	a
	50	250/45:550/25	500/45:550/40	600/60	a
	60	250/50:550/30	500/50:550/45	600/80	a
	70	300/50:550/35	550/50:600/45	a	a
	80	350/50:600/35	550/60:600/50	a	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: NBR15200:2012 - Tabela E.6

Dados dos pilares e das tabelas:

TRRF = 90 minutos, esbeltez  $\lambda_{fi} = 48$  e  $e_{máx} = 0,5 b$

Tabela 7.8	$b_{mín}$	$\omega$
Pilares: P1, P12, P17, P18, P19, P20 e P21	540	0,1
Tabela 7.11	250	0,48
	240	0,5

Após a interpolação os pilares P1, P12, P17, P18, P19, P20 e P21, passariam a ter uma taxa mecânica de armadura  $\omega = 0,48$  correspondente a um  $A_s = 19,7 \text{ cm}^2$ .

## 10.6 RESUMO ESTRUTURAL E ORÇAMENTO DE CUSTO - PROJETO 2 - ATENDENDO A NBR 6118:2014 E A NBR15200:2012

A Tabela 10.13, apresenta o resumo estrutural por pavimento, dos elementos do Projeto 2

Tabela 10.13 - Resumo estrutural dos elementos - Projeto 2

Piso 8: COBERTURA											
Material	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Elemento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares		171			90	60	515		836	8	107
Vigas		119	1	6	88	402	12		628	9	139
Lajes	215		774	950					1939	27	230
Totais	215	290	775	956	178	462	527		3403	44	476

Piso 7: TIPO											
Material	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Elemento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares		184			246	136	145		711	10	121
Vigas		143	5	2	215	290	143		798	12	153
Lajes		70	69	1547	162				1848	25	204
Totais		397	74	1549	623	426	288		3357	47	478

Piso 6: TIPO											
Material	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Elemento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares		184			250	139			573	10	121
Vigas		124	25	1	199	425	399		1173	12	153
Lajes		70	69	1547	162				1848	25	204
Totais		378	94	1548	611	564	399		3594	47	478

## Piso 5: TIPO

Material	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Elemento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares		184			250	139			573	10	121
Vigas		124	25	1	199	425	399		1173	12	153
Lajes		70	69	1547	162				1848	25	204
Totais		378	94	1548	611	564	399		3594	47	478

Tabela 10.13 - Resumo estrutural dos elementos - Projeto 2 - continuação

## Piso 4: TIPO

Material	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Elemento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares		182			236	139	39		596	10	121
Vigas		124	25	1	199	425	399		1173	12	153
Lajes		70	69	1547	162				1848	25	204
Totais		376	94	1548	597	564	438		3617	47	478

## Piso 3: TIPO

Material	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Elemento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares		182			193	198	50	81	704	10	121
Vigas		124	25	1	199	425	399		1173	12	153
Lajes		70	69	1547	162				1848	25	204
Totais		376	94	1548	554	623	449	81	3725	47	478

## Piso 2: TIPO 1

Material	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Elemento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares		194			153	374	50	204	975	10	122
Vigas		167	32	1	308	348	534		1390	14,5	190
Lajes		76	48	1788	154				2066	28,5	235
Totais		437	80	1789	615	722	584	204	4431	53	547

## Piso 1: TÉRREO

Material	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Elemento	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Pilares		124			108	292	35	145	704	3,5	35
Vigas		175	17	42	241	231	167		873	11,5	192
Lajes		2		53					55	1	4
Totais		301	17	95	349	523	202	145	1632	16	231

Na Tabela 10.14, é apresentado o resumo estrutural global do Projeto 2

Tabela 10.14 - Resumo estrutural global do Projeto 2

Materiais	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	Aço	Concreto	Forma
Pavimentos	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>
Cobertura	215	290	775	956	178	462	527	0	3403	44	476
Tipo	0	397	74	1549	623	426	288	0	3357	47	478
Tipo	0	378	94	1548	611	564	399	0	3594	47	478
Tipo	0	378	94	1548	611	564	399	0	3594	47	478
Tipo	0	376	94	1548	597	564	438	0	3617	47	478
Tipo	0	376	94	1548	554	623	449	81	3725	47	478
Tipo 1	0	437	80	1789	615	722	584	204	4431	53	547
Térreo	0	301	17	95	349	523	202	145	1632	16	231
Totais	215	2933	1322	10581	4138	4448	3286	430	27353	348	3644

Os índices médios do Projeto 2, são apresentado na Tabela 10.15.

Tabela 10.15 - Índices médios Projeto 2

Espessura média (m)	0,20
Taxa de formas (m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> )	2,19
Taxa de aço (kg/m <sup>2</sup> )	16,42
Taxa de aço (kg/m <sup>3</sup> )	78,60

De acordo com os quantitativos apresentados na Tabela 10.14, montou-se um orçamento de custo da estrutura levando-se em consideração apenas os materiais.

Os preços dos materiais foram coletados com fornecedores da região de Criciúma, tomado-se como referência, os preços médios conforme apresentado na Tabela 10.16.

Tabela 10.16 - Orçamento de custo da estrutura do Projeto 2

Material	Unidade	Quantidade	P. Unitário	P. Total
Forma - madeirite plastificado	m <sup>2</sup>	911	33,00	30063,00
			<b>Total do item</b>	<b>30063,00</b>
<b>Aço CA50 e CA60</b>				
4.2	kg	215	3,67	789,05
5	kg	2933	3,67	10764,11
6.3	kg	1322	3,67	4851,74
8	kg	10581	3,67	38832,27
10	kg	4138	3,60	14896,80
12.5	kg	4448	3,44	15301,12
16	kg	3286	3,44	11303,84
20	kg	430	3,44	1479,20
			<b>Total do item</b>	<b>98218,13</b>
Concreto estrutural 25 MPa	m <sup>3</sup>	348	290	100920
			<b>Total do item</b>	<b>100920,00</b>
			<b>Total geral</b>	<b>229201,13</b>

Observação: Foi considerado para efeito de orçamento a área de fôrma de 2 pavimentos com reaproveitamento de quatro vezes.

## 11 APRESENTAÇÃO E EXPLANAÇÃO DOS RESULTADOS

### 11.1 COMPARATIVO DE CUSTO ENTRE O PROJETO 1 E O PROJETO 2

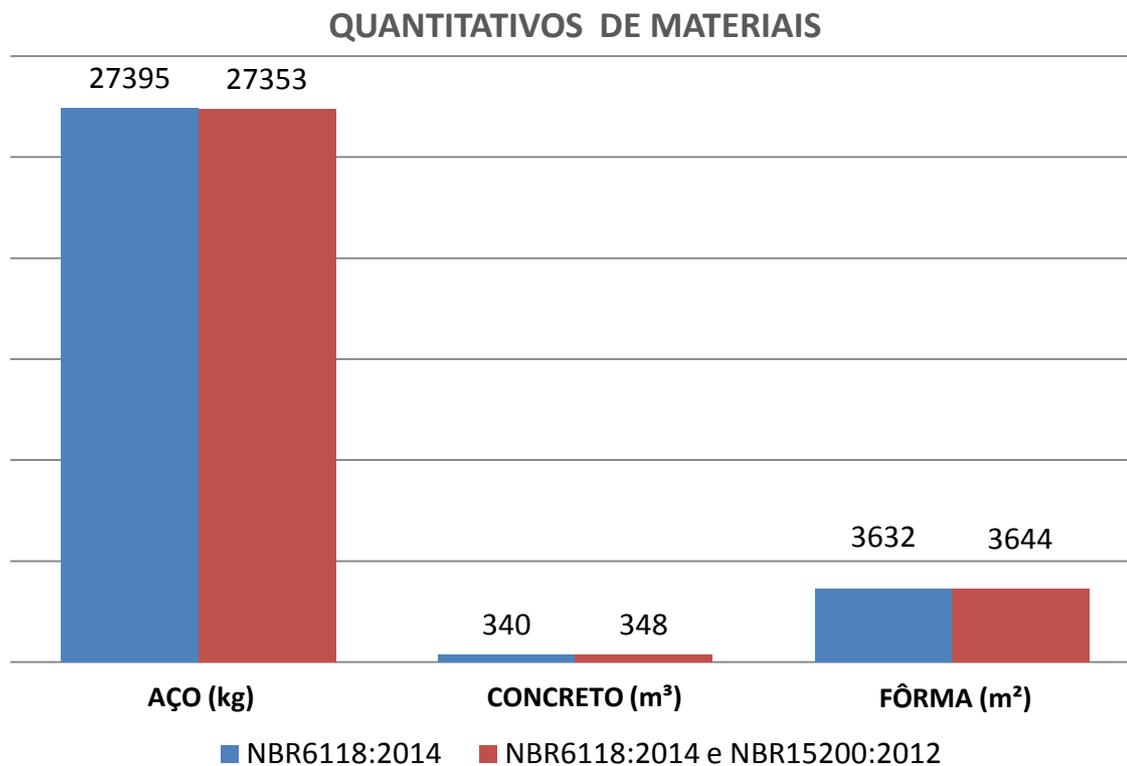
A Figura 11.1, apresenta o gráfico dos quantitativos de materiais de cada projeto atendendo as respectivas normas, demonstrando uma pequena variação entre os dois projetos.

Na Tabela 11.1. são apresentados os resultados percentuais da variação entre os quantitativos.

Tabela 11.1 - Percentual de variação dos quantitativos

Materiais	Projeto 1	Projeto 2	Variação
Aço (Kg)	27395	27353	-0,15%
Concreto (m <sup>3</sup> )	340	348	2,35%
Fôrma (m <sup>2</sup> )	3632	3644	0,33%

Figura 11.1 - Gráfico dos quantitativos dos materiais do Projeto 1 e Projeto 2

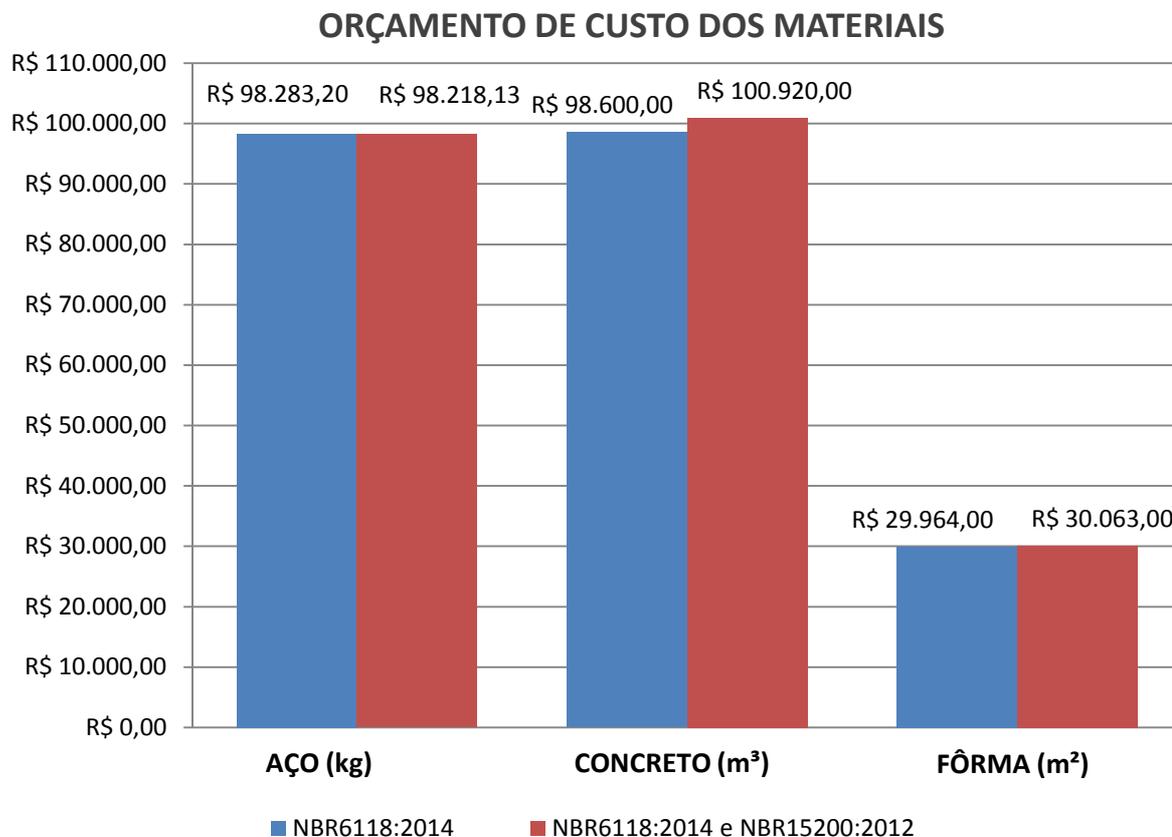


O gráfico da Figura 11.2, apresenta o orçamento de custo dos materiais de cada projeto.

Na Tabela 11.2, podemos verificar a variação de custo entre os projetos.

Materias	Projeto 1	Projeto 2	Varição
Aço	R\$ 98.283,20	R\$ 98.218,13	-R\$ 65,07
Concreto	R\$ 98.600,00	R\$ 100.920,00	R\$ 2.320,00
Fôrma	R\$ 29.964,00	R\$ 30.063,00	R\$ 99,00
		TOTAL	R\$ 2.353,93

Figura 11.2 - Gráfico do orçamento de custo dos materiais do Projeto 1 e Projeto 2



## 12 CONCLUSÃO

Na análise das estruturas em situação de incêndio é fundamental a correta determinação do TRRF (Tempo Requerido de Resistência ao Fogo), sendo com base em legislação própria para cada Estado ou através da NBR14432:2001.

Para a estrutura objeto do estudo, determinou-se um TRRF de 90 minutos em função do uso e das características da edificação, de acordo a NBR14432:2001.

Com base no dimensionamento e detalhamento das armaduras do Projeto 1, em acordo com a NBR 6118:2014, Foram feitas as verificações de segurança da estrutura em situação de incêndio.

As lajes foram dimensionadas no Projeto 1, com espessura  $h = 120$  mm, adotada em função da análise estrutural, atendendo as deformações máximas impostas pelos carregamentos aplicados. Para as armaduras foram adotados cobrimentos de 25 mm, atendendo os requisitos de durabilidade da norma.

Na verificação de incêndio pelo método tabular, para um TRRF de 90 minutos, as lajes poderiam ter espessura mínima  $h = 100$  mm e o  $C_I$  variando de 15 a 30 mm em função de serem armadas em uma ou duas direções.

Considerando o revestimento de 15 mm, com aproveitamento equivalente a 67% da espessura, somamos 10 mm ao cobrimento e a meio diâmetro da armadura detalhada, com isso temos um  $C_I$  de projeto igual a 39 mm atendendo a todas as lajes.

As vigas foram dimensionadas com  $b = 120$  mm e cobrimento de 30 mm, atendendo aos requisitos da NBR6118:2014, na análise de incêndio para o TRRF de 90 minutos, as vigas contínuas devem possuir  $b_{min} = 140$  mm e  $C_I = 37$  mm.

Considerando o revestimento de 15mm em cada face, com aproveitamento equivalente a 67% da espessura, teremos para a dimensão  $b_{min}$  das vigas um acréscimo de 20 mm e em  $C_I$  de 10 mm, de acordo com o arranjo das armaduras das vigas, todas atenderam ao dimensionamento.

Para as vigas biapoiadas com TRRF de 90 minutos a NBR 15200:2012, estabelece um  $b_{min} = 140$  mm e  $C_I = 60$  mm, as vigas do projeto não atendem ao  $C_I = 60$  mm, com isso foi calculado através de interpolação linear entre os limites  $b_{min} = 140$  mm /  $C_I = 60$  mm e  $b_{min} = 190$  mm /  $C_I = 45$  mm, um novo  $b_{min} = 170$  mm em função do menor  $C_I = 51$  mm, calculado no projeto.

Todos os pilares do projeto foram considerados com mais de uma face exposta ao fogo e foram dimensionados primeiramente pelo método analítico, que consiste em calcular o TRF (Tempo de Resistência ao Fogo), que deve ser maior ou igual ao TRRF de projeto.

Para os pavimentos abaixo da Cobertura, todos os pilares atenderam ao dimensionamento pelo método analítico, o TRF de cada pilar calculado, ficou maior que o TRRF da estrutura e os demais parâmetros normativos para uso do método foram atendidos.

O lance dos pilares no pavimento Cobertura atenderam ao  $TRF > TRRF$  de projeto, porém extrapolaram o parâmetro de excentricidade máxima que deve ser menor ou igual a  $0,15 b$ , limite para uso do método. Para esse lance dos pilares a verificação foi feita através do método tabular geral, que exigiu ajustes nas dimensões da seção transversal e correção da taxa geométrica de armadura.

A verificação das estruturas de concreto em situação de incêndio segundo a NBR 15200:2012, é aplicada as estruturas de concreto projetadas de acordo com

a NBR6118:2014, a norma estabelece os critérios de projeto, demonstrando o seu atendimento aos requisitos de resistência ao fogo estabelecidos na NBR14432:2001.

Com base nos resultados de dimensionamento dos dois projetos, verificou-se que as variações nos quantitativos dos materiais foram muito pequenas e conseqüentemente os custos também não sofreram grandes variações.

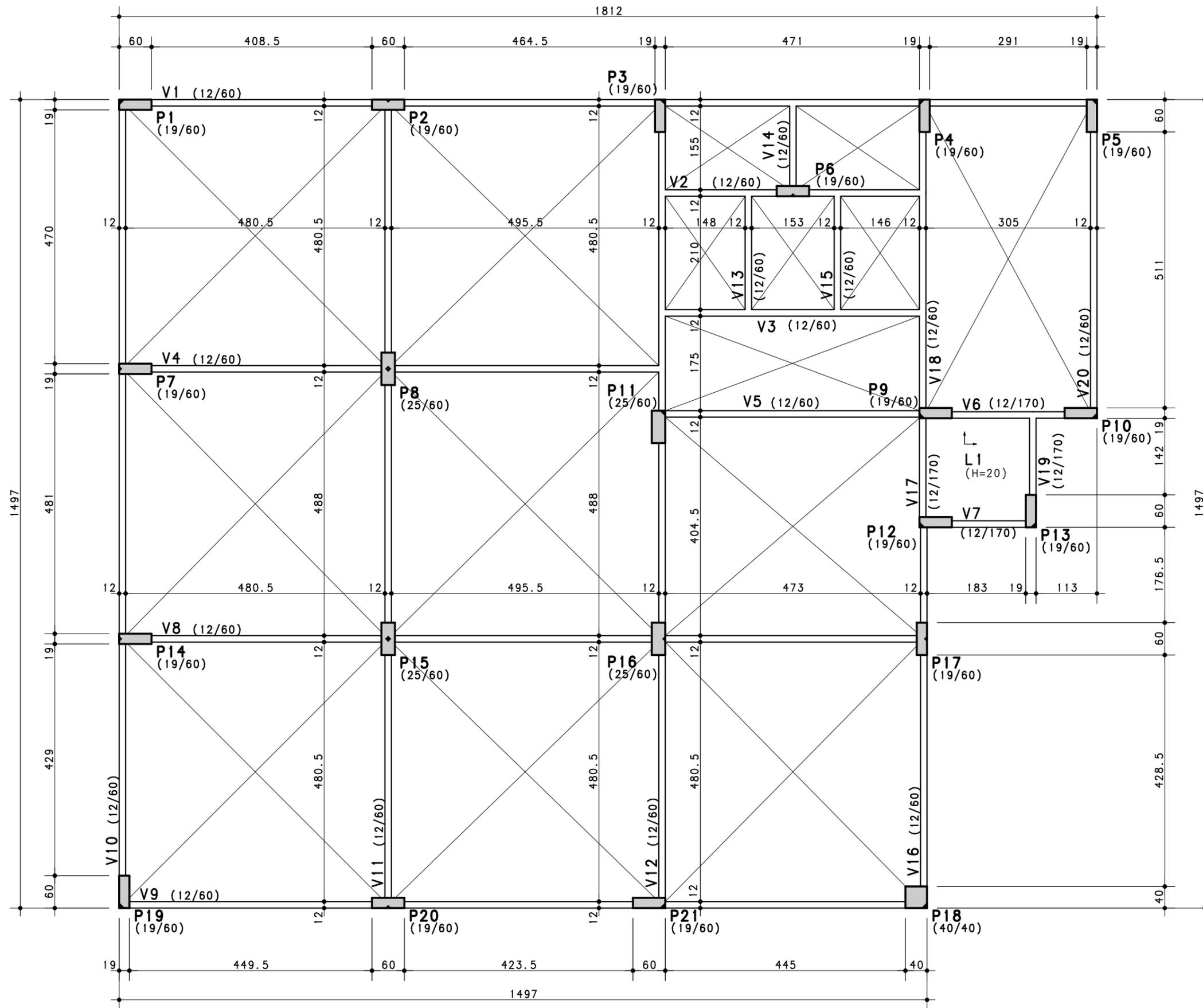
Para a estrutura objeto do estudo, foi possível perceber que ao atender os requisitos da NBR 6118:2014, no que diz respeito, as dimensões mínimas dos elementos estruturais, resistência dos materiais, durabilidade das estruturas, deformações limites, ações nas estruturas e demais considerações nela apresentadas, basicamente estaremos atendendo a quase todas as exigências de segurança contra incêndio nas estruturas de concreto, segundo a NBR15200:2012.

### 13 REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14432 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento**. Rio de Janeiro. 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15200 – Projeto de Estrutura de Concreto em Situação de Incêndio – Procedimento**. Rio de Janeiro. 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5628 - Componentes Construtivos estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo**. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118 – Projeto de Estrutura de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro. 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro. 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro. 1980
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681 – Ações e Segurança na Estrutura - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2003.
- COSTA, C. N. e SILVA, V. P. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio . Métodos tabulares apresentados em normas internacionais**. V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo. 2003.
- COSTA, C. N., RITA, I. A., SILVA, V. P. - **Projeto de Estruturas de Concreto - Princípios do “método dos 500 °C” aplicados no dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio, com base nas prescrições da NBR 6118 (2003) para projeto à temperatura ambiente**. IBRACON - Volume VI – São Paulo (2004).
- COSTA, C. N. e SILVA, V. P. **Estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. XXX Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural. Brasília, DF. 2004.
- COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo. 2008.
- SILVA, V. P; **Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio: Conforme ABNT NBR 15200:2004**. São Paulo: Blucher, 2012.
- SILVA, V. P; **Dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio. Uma alternativa ao método tabular da NBR15200:2004**. IBRACON - Volume I, p.381 - 395 - São Paulo (2008).

SILVA, V. P; **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Aprimoramento de algumas recomendações do Eurocode.** IBRACON - Volume VI, p.290 - 303 - São Paulo (2011).

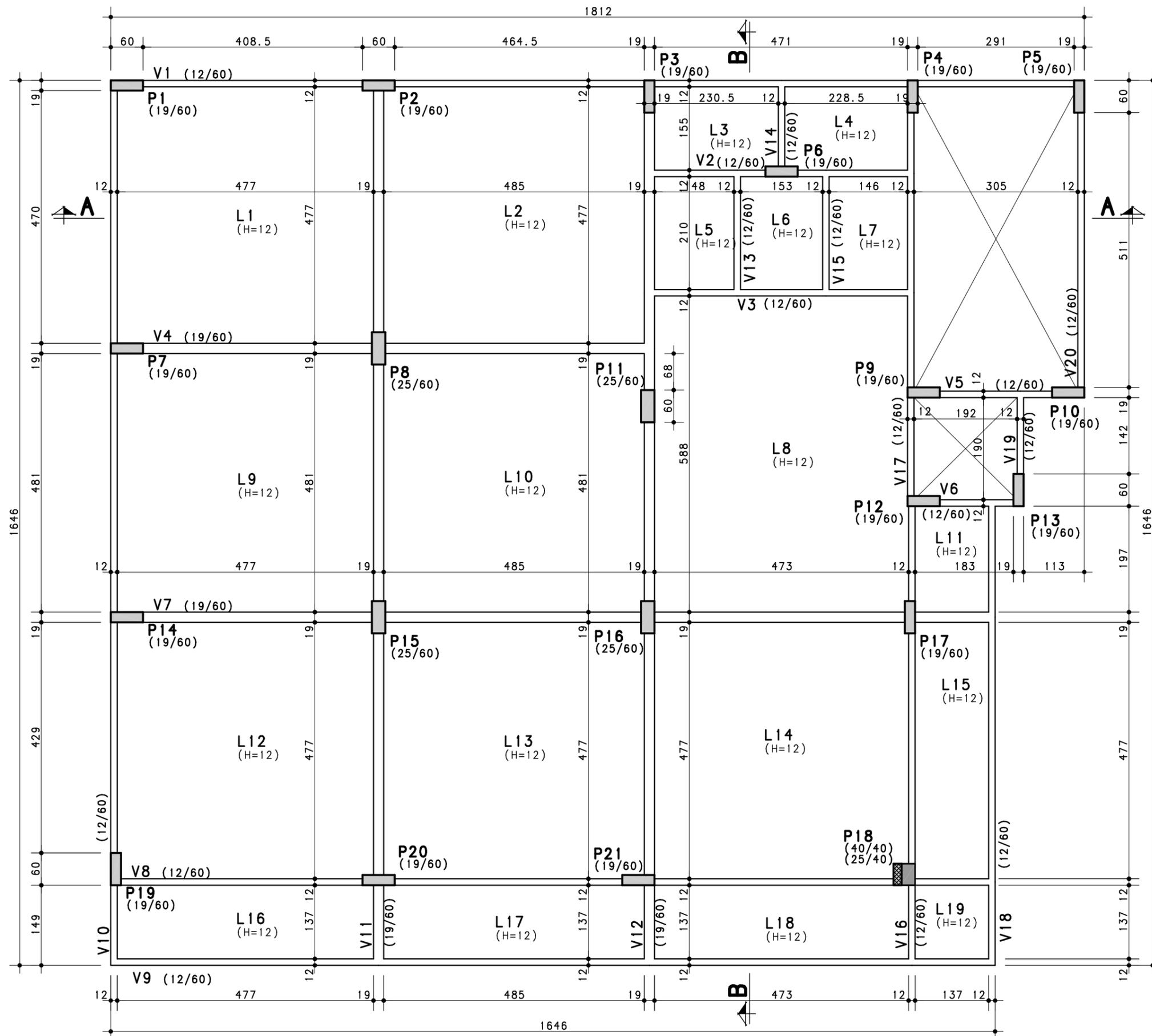
TQS – **Sistema Computacional de Engenharia Estrutural.** Disponível em <http://www.tqs.com.br>. Acesso em: Novembro 2014.



**PLANTA DE FÔRMAS - TÉRREO**  
 ESC.: 1/75

**CARGAS PERMANENTES E ACIDENTAIS CONFORME - NBR 6120/80**

ESPECIFICAÇÃO		CARGAS				
ELEMENTO	TIPO	ALTURA (cm)	ELEVACÃO (cm)	P. PRÓPRIO PERMANENTE ACIDENTAL (tf/m <sup>2</sup> )	TOTAL (tf/m <sup>2</sup> )	
L1	Maciça	20	-150.0	0.50	0.75	1.38

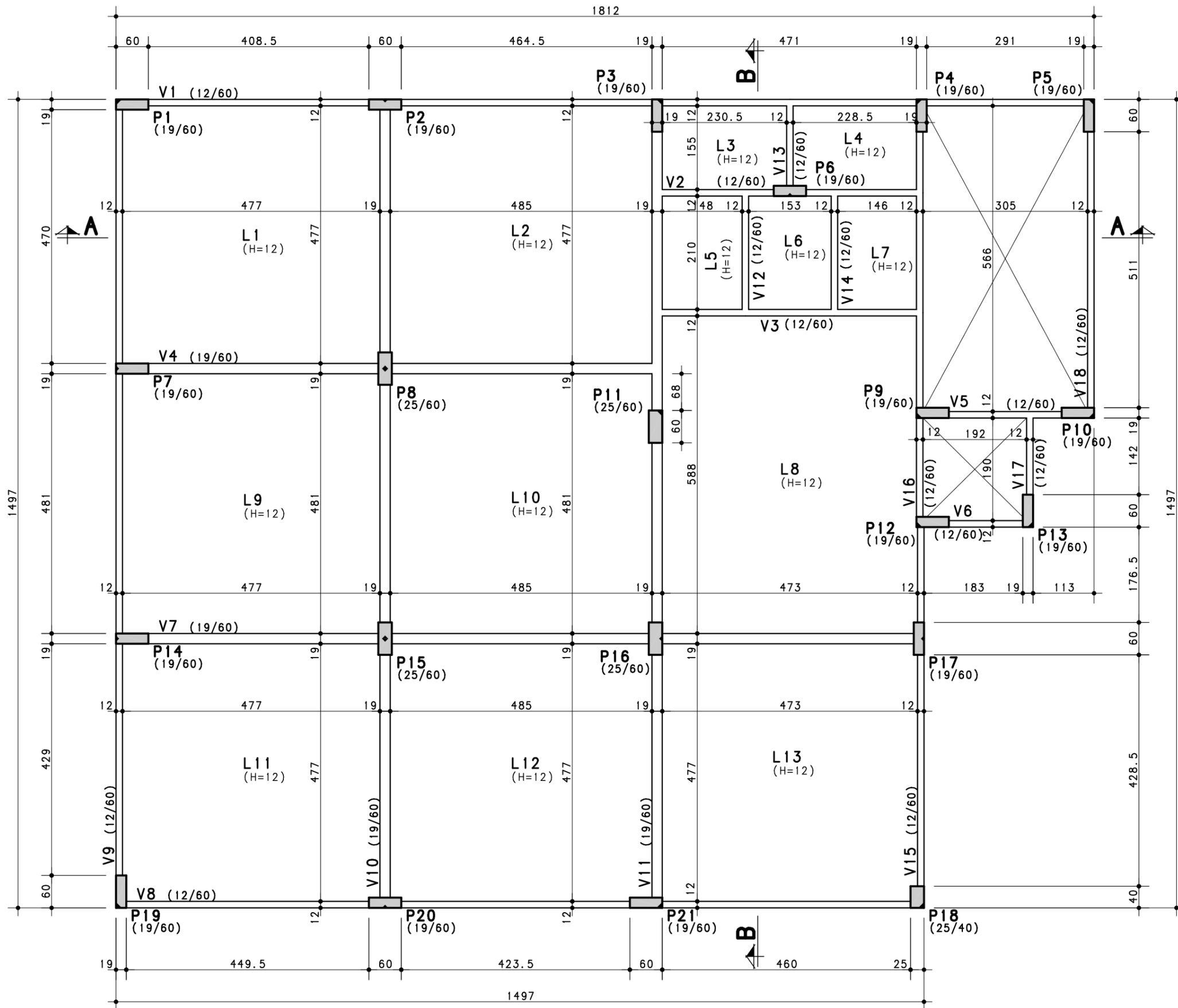


**PLANTA DE FÔRMAS - TIPO 1**

ESC.: 1/75

**CARGAS PERMANENTES E ACIDENTAIS CONFORME - NBR 6120/80**

ELEMENTO	ESPECIFICAÇÃO			CARGAS			
	TIPO	ALTURA (cm)	ELEVAÇÃO (cm)	P. PRÓPRIO (tf/m <sup>2</sup> )	PERMANENTE (tf/m <sup>2</sup> )	ACIDENTAL (tf/m <sup>2</sup> )	TOTAL (tf/m <sup>2</sup> )
L1	Maciça	12		0.30	0.15	0.30	0.75
L2	Maciça	12		0.30	0.15	0.30	0.75
L3	Maciça	12		0.30	0.15	0.30	0.75
L4	Maciça	12		0.30	0.15	0.30	0.75
L5	Maciça	12		0.30	0.15	0.30	0.75
L6	Maciça	12		0.30	0.15	0.30	0.75
L7	Maciça	12		0.30	0.15	0.30	0.75
L8	Maciça	12		0.30	0.15	0.30	0.75
L9	Maciça	12		0.30	0.15	0.30	0.75
L10	Maciça	12		0.30	0.15	0.30	0.75
L11	Maciça	12	-48.0	0.30	0.13	0.15	0.58
L12	Maciça	12		0.30	0.15	0.30	0.75
L13	Maciça	12		0.30	0.15	0.30	0.75
L14	Maciça	12		0.30	0.15	0.30	0.75
L15	Maciça	12		0.30	0.13	0.15	0.58
L16	Maciça	12	-48.0	0.30	0.13	0.15	0.58
L17	Maciça	12	-48.0	0.30	0.13	0.15	0.58
L18	Maciça	12	-48.0	0.30	0.13	0.15	0.58
L19	Maciça	12	-48.0	0.30	0.13	0.15	0.58

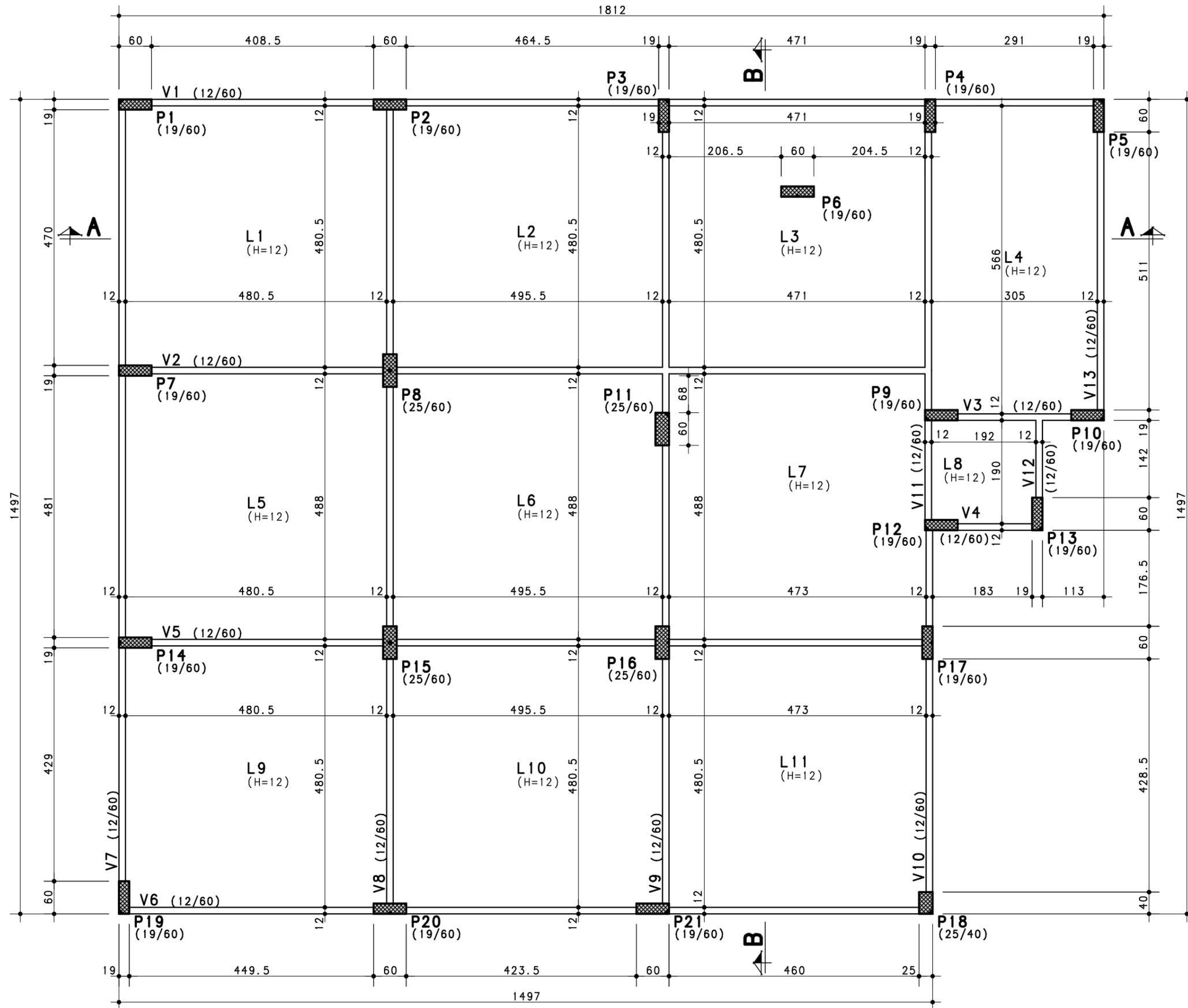


**PLANTA DE FÔRMAS - TIPO**

ESC.: 1/75

**CARGAS PERMANENTES E ACIDENTAIS CONFORME - NBR 6120/80**  
TABELA DE LAJES

ELEMENTO	ESPECIFICAÇÃO		CARGAS			
	TIPO	ALTURA (cm)	ELEVACÃO (cm)	P. PRÓPRIO (tf/m <sup>2</sup> )	PERMANENTE ACIDENTAL (tf/m <sup>2</sup> )	TOTAL (tf/m <sup>2</sup> )
L1	Maciça	12		0.30	0.15	0.75
L2	Maciça	12		0.30	0.15	0.75
L3	Maciça	12		0.30	0.15	0.75
L4	Maciça	12		0.30	0.15	0.75
L5	Maciça	12		0.30	0.15	0.75
L6	Maciça	12		0.30	0.15	0.75
L7	Maciça	12		0.30	0.15	0.75
L8	Maciça	12		0.30	0.15	0.75
L9	Maciça	12		0.30	0.15	0.75
L10	Maciça	12		0.30	0.15	0.75
L11	Maciça	12		0.30	0.15	0.75
L12	Maciça	12		0.30	0.15	0.75
L13	Maciça	12		0.30	0.15	0.75

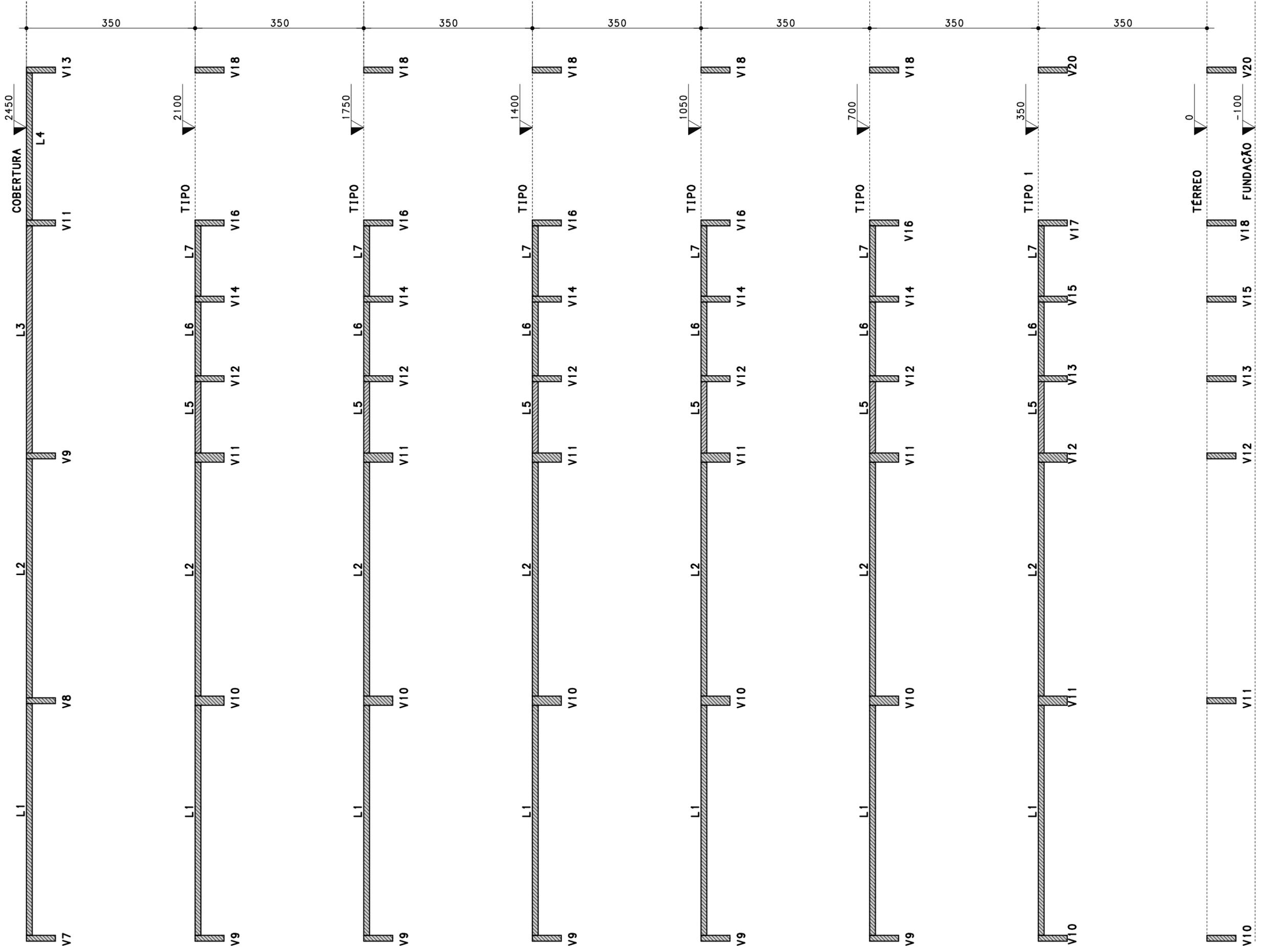


### PLANTA DE FÔRMAS - COBERTURA

ESC.: 1/75

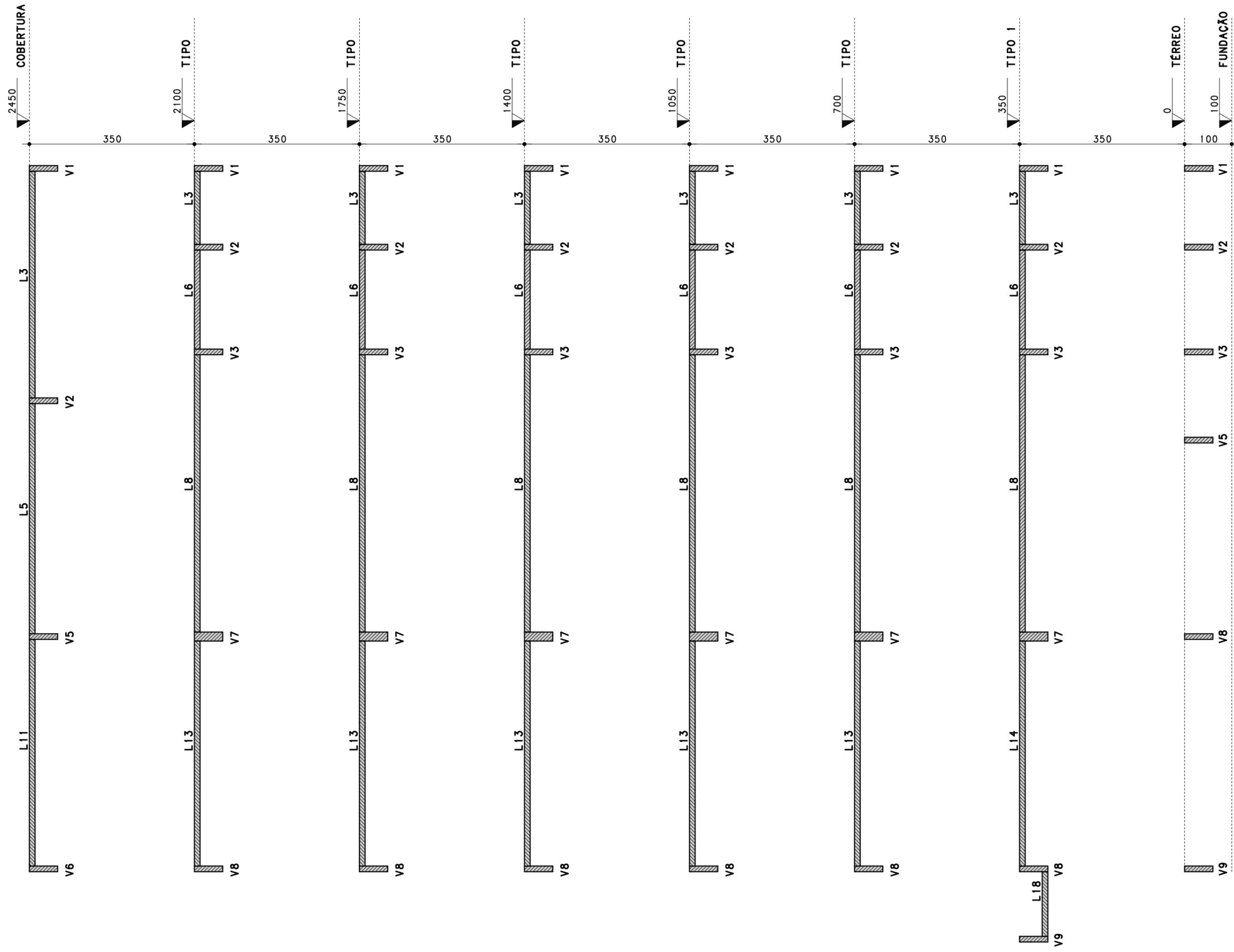
**CARGAS PERMANENTES E ACIDENTAIS CONFORME - NBR 6120/80**

ELEMENTO	ESPECIFICAÇÃO		CARGAS			
	TIPO	ALTURA (cm)	ELEVACAO (cm)	P. PRÓPRIO (tf/m <sup>2</sup> )	PERMANETE ACIDENTAL (tf/m <sup>2</sup> )	TOTAL (tf/m <sup>2</sup> )
L1	Maciça	12		0.30	0.11	0.56
L2	Maciça	12		0.30	0.11	0.56
L3	Maciça	12		0.30	0.11	0.56
L4	Maciça	12		0.30	0.11	0.56
L5	Maciça	12		0.30	0.11	0.56
L6	Maciça	12		0.30	0.11	0.56
L7	Maciça	12		0.30	0.11	0.56
L8	Maciça	12		0.30	0.11	0.56
L9	Maciça	12		0.30	0.11	0.56
L10	Maciça	12		0.30	0.11	0.56
L11	Maciça	12		0.30	0.11	0.56



**CORTE A-A**

ESC.: 1/75



**CORTE B-B**

ESC.: 1/75