

CENTRO UNIVERSTIARIO DO SUL DE MINAS GERAIS
ENGENHARIA CIVIL
BRUNO MIRANDA FREIRE

**ESTUDO COMPARATIVO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DE
MULTIPLoS PAVIMENTOS: dimensionado com e sem situação de incêndio.**

VARGINHA
2020

BRUNO MIRANDA FREIRE

**ESTUDO COMPARATIVO DE ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO DE
MULTIPLAS PAVIMENTOS: dimensionado considerando com e sem situação de
incêndio.**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas Gerais, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel pela Banca Examinadora composta pelos membros:

**VARGINHA
2020**

BRUNO MIRANDA FREIRE

**ESTUDO COMPARATIVO DE ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO DE
MULTIPLAS PAVIMENTOS: dimensionado considerando com e sem situação de
incêndio.**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas Gerais, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil pela Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em: __/__/____

Prof. Esp. Max Filipe Ferreira Marques

Observações:

Dedico o presente trabalho a minha família, em especial a minha mãe, e em memória querida do meu pai. Aos mestres, amigos e todos aqueles que de alguma forma contribuíram para a sua realização.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus primeiramente por toda a força e sabedoria durante todo o curso, pelo sustento e pelas vitórias conquistadas durante todo o curso, agradeço a minha mãe por todo apoio e ajuda em tudo que eu precisei, agradeço ao meu pai que infelizmente não poderá ver minha formatura mas me deixou como legado muitos ensinamentos que sempre levarei comigo, agradeço a todos meus familiares que sempre me apoiaram, agradeço a todos meus amigos, em especial Matheus, Luiz Otavio, Guilherme, Ana. Aos meus colegas de turma, Eduardo, Eduarda, Jennifer, Gustavo, Giovanna, Gabriel, Humberto pelas amizades e colaborações durante todo o curso, agradeço também minha prima Ester que me ajudou em muitas coisas durante todo o curso. Agradeço a todos os professores e mestres que participaram da minha formação, ao professor Max que me orientou e auxiliou na construção deste trabalho, e como amante de estruturas ao Mestre faria.

"Os que confiam no SENHOR serão como o monte de Sião, que não se abala, mas permanece para sempre." (Salmos capítulo 125 verso 1)

RESUMO

O fogo é um elemento fundamental na história da humanidade desde os primórdios. Este elemento descoberto há milhares de anos foi e continua sendo um aliado da humanidade em várias atividades. Nas estruturas em geral não poderia ser diferente, é um elemento que pode causar grandes incêndios, perda de vidas e prejuízos financeiros. Esses e outros fatores motivaram o estudo deste trabalho para comparar e avaliar as estruturas de concreto armado dimensionadas considerando ou não a situação de incêndio. O concreto armado é o tipo de estrutura mais usado na construção civil, é por isso que a avaliação da sua resistência ao fogo é importante. Conseqüentemente foi criada a norma da ABNT NBR 15200:2012, para que fosse verificado o tempo de resistência ao fogo nas estruturas, contribuindo para a prevenção e avaliação de possíveis incêndios nas edificações, tanto comerciais quanto residenciais. Neste trabalho o intuito é comparar os dois processos, analisando a influência da consideração do incêndio em estruturas de concreto armado, verificando o impacto no consumo de materiais no procedimento convencional. Com o desenvolvimento do trabalho é notável a complexidade do incêndio e o seu impacto na estrutura tem suas relevâncias no consumo e no custo final, mas em relação a segurança e ao custo benefício, a consideração do incêndio se mostra muito válida nas edificações de concreto armado, dentre os resultados analisados foi possível identificar parâmetros bastante restritivos da norma e dos métodos de verificação dos elementos estruturais.

Palavras Chave: Concreto Armado, incêndio, resistência.

ABSTRACT

Fire is a fundamental element in the human history since beginnings. These element, discovery thousand of years ago have been doing ally of human on several activities. On the constructions that couldn't be different, fire is an element which could cause major fires, loss os lives and financial damages. These and another factors motivated the study in this work to compare and evaluate armed concrete bases considering or not burn situation. The armed concrete is a most used type of base in construction industry, thus fire resistance evaluation is very important. Consequently, was created the regulation ABNT NBR 15200:2012, to verify the time of fire resistance in the bases, contributing to prevention and evaluation of possible burns on bases, as comercial as residencial. In the present work the objective is to compare two processes, analyzing the influence of fire consideration in reinforced concrete structures, checking the impact on material consumption in the conventional procedure. With the development of the work, the complexity of the fire is remarkable and its impact on the structure has relevance in consumption and in the final cost, but in relation to safety and cost benefit, the consideration of the fire is very valid in reinforced concrete buildings , among the analyzed results it was possible to identify very restrictive parameters of the norm and of the verification methods of the structural elements.

Keywords: armed concrete, burn, resistance.

Lista de ilustrações

Figura 1: disposição real dos elementos básicos de concreto armado em um edifício	20
Figura 2: Imperfeições geométricas globais.....	31
Figura 3 -Situação das vinculações das placas isoladas	45
Figura 4 - Distancias l_0 e l	66
Figura 5 - Quadrilátero do fogo.....	71
Figura 6 - Fatores de caracterização no cenário de incêndio.....	72
Figura 7 - Curva representativa do incêndio real.....	73
Figura 8 - Modelo de compartimentação vertical	78
Figura 9 - Modelo de compartimentação horizontal	79
Figura 10 - Fator de redução do concreto em relação à temperatura	80
Figura 11 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.	83
Figura 12 - Redução da resistência do aço de armadura ativa em função	83
Figura 13 -Mecanismos de ruptura em vigas.....	84
Figura 14 -Posição dos pilares e quantidade de faces expostas ao fogo dentro de um compartimento de incêndio.....	85
Figura 15 - Envoltória de momentos fletores.	92
Figura 16 -distancias C_I e C_{II}	92
Figura 17 - l_{ef} de pilares em estruturas com $\gamma_z \leq 1,1$	100
Figura 18 -Curvas TRF x b x c1 para número de barras longitudinais igual a 4 (n=4).....	100
Figura 19 -Curvas TRF x b x c1 para número de barras longitudinais maior que 4 (n>4).....	101
Figura 20 -Projeto arquitetônico.....	103
Figura 21- Parâmetros de determinação das cargas devido ao vento.....	107
Figura 22- Parâmetro de estabilidade (γ_z).....	108
Figura 23- Determinação das cargas de Incêndio.	110
Figura 24- Determinação da envoltória para verificação ao incêndio.....	111
Figura 25- Determinação da norma para verificação dos pilares.....	111
Figura 26- Revestimento Padrões.	111
Figura 27- Multiplicadores para determinação do l_{ef}	111
Figura 28- Elementos em situação de incêndio pavimento tipo.	116
Figura 29- Relatório das vigas no térreo do 1º Projeto.	121

Figura 30- Relatório das vigas do pavimento térreo do 2° Projeto.....	122
Figura 31- Relatório das vigas no pavimento tipo do 1° projeto.....	123
Figura 32- Relatório das vigas do pavimento tipo do 2° Projeto.....	123
Figura 33- Relatório das vigas do pavimento da cobertura do 1° projeto.....	124
Figura 34- Relatório das vigas do pavimento da cobertura do 2° Projeto.....	124
Figura 35- Relatório dos pilares do 1° Projeto	125
Figura 36- Relatório dos pilares do 2° projeto.....	126
Figura 37- Relatório de consumo de materiais para o pavimento cobertura.....	127
Figura 38- Relatório de consumo dos materiais do pavimento tipo.....	127
Figura 39- Preço do insumo concreto retirado da SINAPI.....	129

Lista de Gráficos

Gráfico 1: Comparativo das taxas de armadura das vigas do térreo.	122
Gráfico 2: Comparativo das taxas de armadura do pavimento tipo	123
Gráfico 3: Comparativo das taxas de armadura das vigas do pavimento da cobertura.....	124
Gráfico 4: Comparativo das taxas de armadura dos pilares.	126
Gráfico 5: Comparativo do consumo de concreto entre os pavimentos.....	128
Gráfico 6: Comparativo do consumo total de concreto.....	128
Gráfico 7: Comparativo de custos do concreto.....	129
Gráfico 8: Consumo de aço por pavimento do 1º projeto.....	130
Gráfico 9: Consumo de aço por pavimento do 2º projeto.....	130
Gráfico 10: Comparativo do consumo de aço.	130
Gráfico 11: Comparativo de consumo de aço total.....	131
Gráfico 12: Comparativo dos custos do aço por diâmetro de barra.....	132
Gráfico 13: Comparativo de custo de aço por projeto	132

Lista de quadros

Quadro 1: Classe de agressividade ambiental (CAA).....	28
Quadro 2: Verificação dos deslocamentos horizontais.	108
Quadro 3: Alturas das lajes modificadas.....	120

Lista de tabelas

Tabela 1: Valores estimados de módulos de elasticidade	25
Tabela 2: Propriedades dos aços.....	26
Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.	28
Tabela 4:Correspondência entre CAA e cobrimento nominal para estruturas de concreto armado.	29
Tabela 5:Cobrimento nominal para estruturas de concreto pré-fabricado.....	29
Tabela 6: Valores dos coeficientes " γ " _ "c" "e" " γ " _ "s".....	39
Tabela 7 - Principais coeficientes de combinação de ações normais de edifícios residenciais	41
Tabela 8 - Valores do coeficiente " γ " _ "f2"	41
Tabela 9 - Combinações de ações no estado limite de serviço.	42
Tabela 10 - Combinações no estado limite ultimo.....	42
Tabela 11 - Limites para deslocamentos.	43
Tabela 12 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.....	57
Tabela 13 - Diâmetro dos pinos de dobramento.	62
Tabela 14 - Valores de coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.....	65
Tabela 15 - Determinação de " α " _ "b".....	68
Tabela 16 - Tempo resistência requerido ao fogo, em minutos.....	75
Tabela 17 - Valores de ponderação das medidas contra incêndio (γ_n).....	76
Tabela 18 - Valores de γ_{s2}	77
Tabela 19 - Valores da relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2 000 kg/m ³ a 2 800 kg/m ³) preparados com agregados predominantemente silicosos.....	81
Tabela 20 - Coeficientes de redução para a resistência ($k_{s,\theta}$), e o limite de elasticidade ($k_{sp,\theta}$) e o módulo de elasticidade ($k_{sE,\theta}$) do aço de armadura passiva	82
Tabela 21 - Valores de coeficientes de ponderação das ações nas combinações excepcionais.....	88
Tabela 22 - Fatores de combinação.....	89
Tabela 23 - Dimensões mínimas para vigas bi apoiadas.....	90
Tabela 24 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou de pórtico.	91
Tabela 25 -Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas sobre vigas.....	94
Tabela 26 - Dimensões mínimas para lajes contínuas sobre vigas	95
Tabela 27 - Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo.....	95
Tabela 28 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas	95
Tabela 29 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas	96

Tabela 30 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção	96
Tabela 31 -Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo	97
Tabela 32 -Dimensões mínimas para pilares-parede	97
Tabela 33: Verificação das Flechas Totais Pavimento Tipo	106
Tabela 34: Verificação das Flechas Totais Cobertura.....	106
Tabela 35: Coeficientes de Arrasto.....	107
Tabela 36: Dimensões finais das vigas.	109
Tabela 37: Dimensões finais dos Pilares.....	110
Tabela 38: Verificação das lajes do tipo.	112
Tabela 39: Verificação das lajes da cobertura	112
Tabela 40: Verificação das vigas do Térreo.	113
Tabela 41: Verificação das vigas do Tipo.	113
Tabela 42: Verificação das vigas da cobertura.	114
Tabela 43: Verificação dos pilares no lance do Térreo.....	114
Tabela 44: Verificação dos Pilares nos lances do tipo e cobertura.	115
Tabela 45: Critérios para verificação pelo método tabular.....	117
Tabela 46: Determinação dos critérios para verificação pelo método tabular.....	118
Tabela 47: Verificação dos pilares pelo método tabular	118
Tabela 48: Cobrimento dos elementos estruturais.	119
Tabela 49: Custo do aço para o 1º projeto.	131
Tabela 50: Custo do aço para o 2º projeto	131
Tabela 51: Determinação do custo de formas para o 1º projeto.....	133
Tabela 52: Determinação do custo de formas para o 2º projeto.....	133

SUMÁRIO

RESUMO	7
1. INTRODUÇÃO.....	18
1.1 JUSTIFICATIVA.....	18
1.2 OBJETIVOS.....	19
1.2.1 Objetivos gerais.....	19
1.2.2 Objetivos específicos.....	19
2.CONCRETO ARMADO.....	19
2.1 ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	20
2.1.1 Lajes	20
2.1.2 Vigas.....	21
2.1.3 Pilares	22
2.2 NORMAS TÉCNICAS.....	22
2.3 PRINCIPAIS CONSTITUINTES DO SISTEMA ESTRUTURAL CONVENCIONAL	22
2.3.1 Concreto.....	22
2.3.1.1 Resistência a compressão	23
2.3.1.2 Resistência a tração	23
2.3.1.3 Módulo de deformação longitudinal	24
2.3.2 Aço	25
2.3.3 Formas	26
2.3.4 Peso específico.....	27
2.4 ANÁLISE ESTRUTURAL	30
2.4.1 Ações	30
2.4.2 Imperfeições geométricas globais.	30
2.4.3 Ações variáveis	32
2.4.4 Ações do vento.....	32
2.4.5 Ações excepcionais	34
2.4.6 Estabilidade.....	34
2.4.7 Contraventamento	34
2.4.8 Deslocabilidade por processos simplificados	34
2.4.8.1 Parâmetro α	35
2.4.8.2 Parâmetro y_z	35
2.4.8.3 Processo P-Delta	37
2.5 DIMENSIONAMENTO.....	38
2.5.1 Método dos estados limites.....	38
2.5.1.1 Coeficientes de ponderação das resistências.....	39
2.5.1.2 limites	40
2.5.1.3 Coeficientes de ponderação sobre as ações.	40
2.5.1.4 Combinação das ações no estado limite de serviço.....	41
2.5.1.5 Combinações no estado de limite último.....	42
2.5.1.6 Limites para deformações.....	42
2.5.2 Laje.....	43
2.5.2.1 Determinação dos esforços e deslocamentos por meio de série	44
2.5.2.2 Verificações para o estado limite de serviço (ELS)	49

2.5.2.3 Detalhamento	53
2.5.3 Viga	54
2.5.4 Pilares	64
3 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	70
3.1 DEFINIÇÕES GERAIS.....	70
3.1.2 Incêndio	70
3.1.2.1 Fogo.....	71
3.1.2.2 Incêndio natural.....	72
3.1.2.3 Incêndio padrão.....	74
3.1.3 Tempo de resistência requerido do fogo	74
3.1.4 Tempo de resistência do fogo (TRF).....	77
3.1.5 Compartimentação	78
3.2 NORMAS TÉCNICAS	79
3.3 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS	80
3.3.1 Concreto.....	80
3.3.1.1 Lascamento explosivo (spalling) do concreto.....	81
3.3.2 Aço	82
3.4 DESEMPENHO DA ESTRUTURA SOB ALTAS TEMPERATURAS.....	84
3.4.1 Flexão simples	84
3.4.2 Flexão composta	85
3.5 AÇÕES E SEGURANÇA EM ESTRUTURAS SUBMETIDAS A SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	86
3.6 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO	89
3.6.1 Método tabular	89
3.6.2 Vigas.....	90
3.6.2.1 Vigas bi apoiadas	90
3.6.2.2 Vigas contínuas	90
3.6.3 Lajes	94
3.6.4 Pilares	96
3.6.4.1 Método analítico para pilares.....	99
3.6.4.2 Métodos alternativos	101
3.6.5 Método gráfico para vigas	102
4. CUSTOS	103
5. METODOLOGIA	103
5.1 CARACTERIZAÇÃO DA EDIFICAÇÃO.	104
5.2 PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO	104
6 ESTUDO DE CASO.....	105
6.1 DIMENSIONAMENTO PARA TEMPERATURA AMBIENTE.....	105
6.1.1 Lajes	105
6.1.2 Vigas e Pilares.....	106
6.2 VERIFICAÇÃO AO INCÊNDIO.	110
6.3 VERIFICAÇÃO DOS PILARES PELO MÉTODO TABULAR.	117
6.4 DIMENSIONAMENTO PARA VERIFICAÇÃO A SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	119
7 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	120
7.1 VIGAS.....	121
7.2 PILARES.	125

7.3 LAJES.....	126
7.4 CONSUMOS E CUSTOS.....	127
7.4.1 Concreto.....	127
7.4.2 Aço	129
7.4.3 Formas.....	133
8 CONCLUSÃO.....	134
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	136
APÊNDICE A – PROJETO ARQUITETÔNICO E PLANTA DE FORMA.....	140
APÊNDICE B – VERIFICAÇÃO AO INCÊNDIO DE 30 MINUTOS.....	143
APÊNDICE C – VERIFICAÇÃO AO INCÊNDIO DE 60 MINUTOS	149
APÊNDICE D – VERIFICAÇÃO AO INCÊNDIO DE 90 MINUTOS.	153
APÊNDICE E – VERIFICAÇÃO AO INCÊNDIO DE 120 MINUTOS.....	156
APÊNDICE F – VERIFICAÇÃO AO INCÊNDIO DO 2º PROJETO DE 120 MINUTOS.	159
APÊNDICE G – RELATÓRIO DE CONSUMO DE MATERIAIS.	162
ANEXO A – VALORES DE CARGAS DE INCÊNDIO ESPECÍFICAS	164
ANEXO B – ALTERNATIVAS À COMPARTIMENTAÇÃO VERTICAL	165
ANEXO C – ÁREAS MÁXIMAS PARA COMPARTIMENTOS, SEGUNDO IT9.....	166
ANEXO D – DISPOSITIVOS QUE PERMITEM SUBSTITUIR A COMPARTIMENTAÇÃO HORIZONTAL, SEGUNDO DECRETO Nº 56.819	167
ANEXO E – MÉTODO TABULAR GERAL PARA DIMENSIONAMENTOS DE PILARES RETANGULARES OU CIRCULARES.....	168
ANEXO F – MÉTODO GRÁFICO PARA DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO	177
ANEXO G – DETALHAMENTOS E QUADROS DE FERRO.....	181

1.INTRODUÇÃO

Desde os primórdios da humanidade, o fogo é um fenômeno objeto da curiosidade humana na intenção de decifrá-lo e compreendê-lo. O fogo quando toma proporções maiores pode se caracterizar como um incêndio, causando destruição, podendo resultar em perdas materiais e até mesmo humanas. Um incêndio depende de inúmeros fatores, que torna cada ocorrência um acontecimento único. Assim, não é possível prever como, onde ou a magnitude em que ocorrerão os incêndios (GOUVEIA, 2001 apud LIMA et al., 2004)

Em algumas situações, o fogo foge ao controle, gerando incêndios que podem trazer prejuízos financeiros inestimáveis, e até mesmo de vidas, podendo ocasionar catástrofes. A história relata o impacto de grandes incêndios, não só no Brasil, mas também em grandes potências mundiais como Estados Unidos, China, Japão, Arábia Saudita, Espanha e França.

A situação de incêndio está completamente alinhada com o concreto armado, material mais usado na concepção de estruturas. Estudos deste material e sua resistência ao incêndio contribuíram para formulação da ABNT NBR 15200, que estabelece parâmetros de resistência do concreto armado a situação de incêndio, alinhada também a NBR 6118, que estabelece os parâmetros para dimensionamento do concreto armado.

Este trabalho apresenta um estudo comparativo para determinar os consumos de materiais, considerando ambas situações (incêndio e temperatura ambiente), avaliando a importância da consideração do incêndio no dimensionamento de estruturas de concreto armado.

1.1 Justificativa

Devido as grandes tragédias na história, a importância que o incêndio tem nas estruturas, afetando segurança de pessoas, juntamente com a busca de um conhecimento que não foi apresentado durante a graduação e alinhado ao desejo de estabelecer parâmetros comparativos, motivou realização do estudo apresentado neste trabalho.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos gerais

O objetivo deste trabalho é realizar um comparativo de custo e consumo de materiais para uma estrutura comercial de múltiplos pavimentos analisando o dimensionamento convencional e um dimensionamento considerando a verificação a situações de incêndio.

1.2.2 Objetivos específicos

- 1) Descrever a metodologia e os materiais usados na composição da estrutura;
- 2) Dimensionar e detalhar a estrutura pelos métodos convencionais;
- 3) Verificar a estrutura quanto a situação de incêndio;
- 4) Realizar levantamento de custo e quantitativo de materiais para a analisar qual o impacto da situação de incêndio nos custos da estrutura.

2.CONCRETO ARMADO

Segundo Araújo (2010) o concreto armado é composto pela combinação dos elementos de concreto e barras de aço. O aço é responsável por absorver os esforços de tração devida a baixa resistência do concreto a este esforço, a aderência entre o aço e o concreto é necessária para que ambos trabalhem juntos.

A importância do concreto se dá por sua capacidade de absorver esforços de compressão e também a importância de proteger a armadura do seu interior contra a corrosão (DELATORRE, 2014).

O desempenho do concreto armado está ligado a aderência e a mesma faz com que as deformações do aço fiquem bem próximas às deformações do concreto. Devido à baixa resistência à tração no concreto, o mesmo sofre fissurações e quando isso ocorre a armadura passa a trabalhar e receber os esforços de tração. (Araújo, 2010).

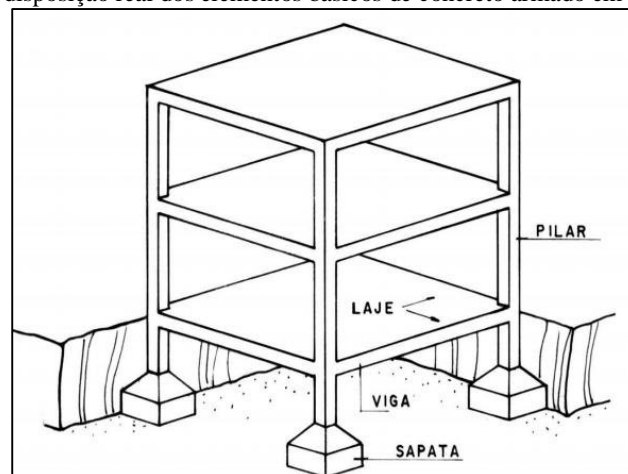
2.1 Elementos estruturais

Os elementos estruturais são aqueles que normalmente contém uma ou duas dimensões preponderantes sobre as demais. Os elementos estruturais que compõem um edifício são: lajes, vigas e pilares (Carvalho e Figueiredo Filho, 2014).

A estrutura funciona na seguinte forma, as lajes de concretos planas resistem a seu peso próprio, ao piso e também as cargas adicionais a elas submetidas, as vigas recebem os esforços das lajes e os transferem juntamente com o seu peso próprio e também se houver da alvenaria, para os pilares que transmitem juntamente com o seu peso próprio os esforços para as fundações (blocos sobre estacas, sapatas, etc.) (Carvalho e Figueiredo Filho, 2014).

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014), para o funcionamento do sistema pode-se admitir que, as vigas são apoios indeslocáveis no sentido vertical para as lajes; as mesmas são apoiadas ou totalmente engastadas nas vigas. Os pilares são considerados apoios indeslocáveis na direção vertical para as vigas, sendo considerados birrotulados nas suas extremidades, a Figura 1 representa de maneira sistemática como são dispostos os elementos na estrutura.

Figura 1: disposição real dos elementos básicos de concreto armado em um edifício



Fonte: (Rodrigues 2005).

2.1.1 Lajes

As lajes são definidas como elementos planos, também chamadas de elementos de superfície ou placas, recebem a maior parte das ações aplicadas em uma construção, como de

pessoas, móveis e pisos. Os tipos de carga podem ser variados de acordo com a função arquitetônica do espaço que a laje compõe. As ações são perpendiculares ao plano da laje, podendo ser divididas pela sua área linearmente ou em forças concentradas. As ações normalmente são transmitidas para as vigas de apoio nas bordas da laje ou transmitidas diretamente para os pilares, nesse caso as lajes são consideradas lisas. (BASTOS, 2015).

Existem diversos tipos de lajes, as mais usuais no Brasil são as lajes nervuradas de concreto armado e as lajes maciças.

a) Lajes nervuradas de concreto armado: A NBR 6118 (item 14.7.7) define lajes nervuradas como “lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte.” A resistência do material de enchimento não é considerada, ou seja, não tem contribuição na resistência das ações sofridas pela laje, apenas as nervuras de concreto juntamente com a capa têm essa função. (BASTOS, 2015);

b) Lajes maciças: são tipos de laje em que toda a sua espessura é composta por concreto, contendo as armaduras longitudinais de flexão e casualmente as armaduras de compressão, apoiada em vigas ou paredes nas bordas, as lajes maciças de concreto armado são utilizadas em vários tipos de situações, como em edifícios de múltiplos pavimentos, muros de arrimo, escadas, reservatórios etc. De modo geral não são aplicadas em construções residenciais e em outras construções de pequeno porte. (BASTOS, 2015).

2.1.2 Vigas

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), as vigas são elementos lineares por apresentar o comprimento longitudinal significativamente maior que as dimensões da seção transversal. Algumas de suas funções são receber todo carregamento das lajes e também suportar o seu peso próprio bem como o da alvenaria. Ocasionalmente, suporta também as cargas de pilares e outros, transmitindo todas essas cargas para os pilares.

2.1.3 Pilares

Pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente usados na vertical, onde predominam as forças normais e de compressão (ABNT NBR 6118:2014). Os pilares têm por função suportar e transmitir o carregamento da estrutura para as fundações. (BASTOS, 2006).

2.2 Normas Técnicas

Para regulamentação dos projetos, execução e controle de obras e materiais a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) regulamenta os procedimentos a serem seguidos por meio de normas técnicas e específicas para cada procedimento. Para estruturas de concreto armado, as mais importantes são:

- ABNT NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto: procedimento;
- ABNT NBR 6120:2019 (versão corrigida de 2019): Cargas para o cálculo de estruturas de edificação: procedimento;
- ABNT NBR 6123:1988 (versão corrigida 2 de 2013): Forças devidas ao vento em edificações: procedimento;
- ABNT NBR 8681:2003 (versão corrigida de 2004): Ações e segurança nas estruturas: procedimento.

2.3 Principais constituintes do sistema estrutural convencional

Para o entendimento do comportamento das estruturas de concreto armado é necessário conhecer as propriedades e características dos materiais que as constitui, o concreto e o aço (BASTOS, 2006). Também é fundamental o entendimento das formas elementos importantes da constituição da estrutura.

2.3.1 Concreto

Para Araújo (2010), o concreto é um material obtido pela mistura dos agregados (britados ou naturais) com o cimento e água nas suas respectivas quantidades corretas. Em

algumas situações são acrescentados aditivos químicos e minerais para uma melhor constituição das propriedades do concreto final.

2.3.1.1 Resistência a compressão

A principal característica do elemento concreto é a resistência aos esforços de compressão, a qual é determinada pelos ensaios de corpos de prova cilíndricos, aos 28 dias de idade, sendo esses ensaios padronizados por meio da norma ABNT NBR 5738:94 (concreto: ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos).

Na prática, Carvalho e Figueiredo Filho (2014), afirmam que existe um valor para a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) e adota nos cálculos este valor. Cabe ao construtor realizar ou comprar o concreto de acordo com o projeto e fazer o controle deste concreto através dos ensaios dispostos na norma NBR 6118 (2014).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) as classes para os concretos, em conformidade com a ABNT NBR 8953:2015, são definidas da seguinte maneira: Grupo I são os concretos da classe C20 até C50, se tratando de concretos estruturais, e o grupo II os concretos C55 até C90, sendo os números indicadores representantes da resistência característica à compressão especificada em MPa para a idade de 28 dias.

2.3.1.2 Resistência a tração

O concreto é um material que tem baixa resistência à tração, entretanto essa resistência pode estar relacionada com a capacidade resistente da peça como um todo, sendo necessário para isso conhecê-la. (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a resistência à tração indireta $f_{ct,sp}$ e a resistência à tração na flexão $f_{ct,f}$ são obtidas por meio de ensaios. Neste item também é definido a resistência à tração direta f_{ct} , a qual pode ser considerada igual a $0,9 \cdot F_{ct,sp}$ ou $0,7 \cdot f_{ct,f}$. Na falta de ensaios para obtenção de $f_{ct,sp}$ e $f_{ct,f}$, pode ser considerado o valor médio ou característico por meio das Equações 2.1 e 2.2.

$$f_{ctk,inf} = 0,70 * f_{ct,m} \quad (2.1)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,30 * f_{ct,m} \quad (2.2)$$

Para concretos de classe até C50 usar a Equação 2.3:

$$f_{ct,m} = 0,30 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (2.3)$$

Onde:

- f_{ck} : Resistência característica do concreto

2.3.1.3 Módulo de deformação longitudinal

Considerando a NBR 6118 (ABNT, 2014), o módulo de deformação tangente inicial do concreto, deve ser feito pelo método de ensaio citado na ABNT NBR 8522:2008, é considerando o valor obtido aos 28 dias de idade. Quando não forem realizados ensaios, ele pode ser estimado a partir das seguintes Expressões:

- Para f_{ck} de 20 até 50 MPa (2.3):

$$e_{ci} = \alpha_e * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (2.3)$$

- Para f_{ck} de 55 até 99 MPa (2.4):

$$e_{ci} = 21,5 * 10^3 * \alpha_e * \left(\frac{f_{ck}}{10} + ,25 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.4)$$

Onde:

- $\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásio;
- $\alpha_e = 1,0$ para granito e gnaisse;
- $\alpha_e = 0,9$ para calcário;
- $\alpha_e = 0,7$ para arenito.

O módulo de deformação secante é definido pelo método de ensaio que é apresentado na ABNT NBR 8522:2008, ou também calculado pela Equação 2.5:

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} = \left(0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} \right) * E_{ci} \leq E_{ci} \quad (2.5)$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014) traz valores estimados para uso em projetos estruturais para E_{ci} (módulo de deformação tangente inicial do concreto) e para E_{cs} (módulo de deformação longitudinal a compressão), como está na Tabela 1. Os valores são estimados de acordo com a aplicação de granito como agregado graúdo.

Tabela 1: Valores estimados de módulos de elasticidade

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,92	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

2.3.2 Aço

A resistência do concreto ao esforço de tração é muito baixa. Sua maior eficiência é nos esforços de compressão, devido a isso são usadas barras de aço para resistência destes esforços gerados na estrutura. A Norma que estabelece as características do aço é a ABNT NBR 7480:2007 (Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado) (Elienay, 2016)

A NBR 7480 (ABNT, 2007) classifica como barras os produtos cujo diâmetro nominal estão entre 6,3 e 40 milímetros (mm), produzido através de laminação a quente sem processo posterior de deformação mecânica, e os fios são aqueles cujo diâmetro nominal é de 10 mm ou inferior, obtidos a partir de fio-máquina por trefilação ou laminação a frio.

As barras de aço têm duas classificações sendo elas CA-25 e CA-50, e os fios de aço na categoria CA-60. Os aços usados em estruturas de concreto armado são da categoria CA50 e CA-60.

A sigla CA designa o aço para o uso no concreto armado, os valores de 60 e 50 representam a sua resistência ao escoamento, respectivamente que são: 60 kgf/mm^2 e 50 kgf/mm^2 . (Elienay, 2016)

Na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, a NBR 6118 (ABNT, 2014), estabelece-se que módulo de elasticidade longitudinal dos aços para concreto armado pode ser considerado igual a 210 GPa, e sua massa específica é igual a 7.850 quilos por metro cúbico (kg/m^3).

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) as informações mais importantes para definir um aço obtidas em ensaio de tração são: resistência característica de escoamento, limite de resistência e alongamento na ruptura.

A resistência característica de escoamento do aço à tração (f_{yk}) é a tensão máxima que o fio ou a barra devem resistir, Esta é identificada quando ao parar o ensaio de tração de uma amostra, a amostra volta a seu tamanho inicial, não apresentando deformação permanente;

sendo o caso dos aços que apresentam patamar de escoamento definido, CA 50. Já o aço CA 60 não tem patamar definido, e o valor de f_{yk} é o da tensão correspondente a uma deformação específica permanente (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o marco de resistência (f_{stk}) é a maior força que o aço é capaz de resistir, com essa ele irá romper, ou seja, é a máxima resistência da barra. A tensão máxima é o resultado da relação da força de ruptura e a área da seção transversal. O alongamento na ruptura é o aumento do comprimento do corpo de prova, correspondente à ruptura (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

A deformação específica de cálculo (ϵ_{yd}), correspondente ao início do patamar de escoamento. Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) é definida pela equação 2.6:

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (2.6)$$

Onde:

- E_s : módulo de elasticidade do aço, admitido igual a 210.000 Mpa;
- F_{yd} : tensão de escoamento de cálculo do aço, admitido a $f_{yk}/1,15$;
- F_{yk} : resistência característica do aço a tração.

A tabela 2 apresenta informações das propriedades dos aços, de acordo com as prescrições da ABNT (NBR 6118:2014).

Tabela 2: Propriedades dos aços.

Aço	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)	ϵ_{yd} (%)
CA50	500	435	0,207
CA60	600	522	0,248

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

2.3.3 Formas

De acordo com Nobuyoshi Assahi (2005) a forma é um molde que serve para dar ao concreto fresco a geometria desejada, todos os elementos que servem para sustentá-lo até que atinja resistência suficiente para auto suportar os esforços que lhe são submetidos. Além destas funções básicas, as formas e os cimbramentos têm outras funções importantes, tais como:

- Proteger o concreto fresco na sua fase inicial até atingir o tempo de cura, contra impactos, variações de temperatura e, principalmente, limitar a perda de água por evaporação, um elemento fundamental para sua hidratação.
- Servir de suporte para o posicionamento de outros elementos estruturais, como a armação ou cabos, acessórios de pretensão como também, elementos de outros subsistemas de instalações elétricas e hidráulicas.
- Servir de suporte de trabalho para própria concretagem dos elementos estruturais.

Para Araújo (2010) os esforços que atuam diretamente nas formas, como o peso próprio da estrutura, cargas de equipamentos, materiais e funcionários, devem ser suportados pelo cimbramento durante a sua execução, até que está se torne autoportante.

Existem vários tipos de materiais usados na constituição das formas, como madeiras, metais, alumínio, etc. As formas representam um custo significativo na obra por isso cabe ao engenheiro escolher de maneira adequada o material que será melhor para execução de cada obra.

2.3.4 Peso específico

O peso específico do concreto é admitido da seguinte maneira, para o concreto simples o valor de 2400 kg/m^3 e para o concreto armado 2500 kg/m^3 . (ABNT NBR 6118:2014).

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), um dos principais fatores responsáveis pela perda de qualidade e durabilidade das estruturas de concreto é a agressividade do ambiente. Em projetos de estruturas de concreto, a agressividade ambiental pode ser classificada conforme prescrições do quadro 6.1 da ABNT NBR 6118:2014, mostrado no Quadro 1.

Quadro 1: Classe de agressividade ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{1),2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾ Industrial ^{1), 2)}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)} Respingos de maré	Elevado

fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

Nota:

1) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos: salas, dormitórios, banheiros, cozinhas, áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.

2) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde chove raramente.

3) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Para garantir a qualidade do concreto a NBR 6118 (ABNT,2014) estabelece alguns fatores a serem considerados, os mesmos encontram-se na tabela 03 (Tabela 7.1 da ABNT NBR 6118:2014).

Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	Concreto armado	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$0,55 \leq$	$\leq 0,45$
	Concreto protendido	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto	Concreto armado	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	Concreto protendido	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

Fonte (ABNT NBR 6118:2014)

O cobrimento é um fator muito importante, também estabelecido na ABNT NBR 6118:2014, de acordo com a classe de agressividade ambiental do local onde será executada a estrutura, estes valores são definidos conforme a Tabela 4.

Tabela 4:Correspondência entre CAA e cobrimento nominal para estruturas de concreto armado.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV (c)
		Comprimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje (b)	20	25	35	45
	Viga / pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em concreto com o solo (d)		30	40	50
Concreto protendido (a)	Laje	25	30	40	50
	Viga / pilar	30	35	45	55

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

Nota:

^(a)Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabelos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^(b)Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitando um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^(c)Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^(d)No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

O cobrimento da armadura em estruturas de concreto pré-moldado segue os padrões já estabelecidos NBR 6118 (2014) de acordo com o item 9.2.1.1.1 da NBR 9062 (2017), já para os elementos pré-fabricados é estabelecido de acordo com a NBR 9062 (ABNT, 2017), conforme a tabela 5.

Tabela 5:Cobrimento nominal para estruturas de concreto pré-fabricado.

Tipos de elementos pré-fabricados	Cobrimento (mm)
Lajes em concreto armado	15
Vigas e pilares	20
Peças protendidas	25
Telhas / nervuras / terças	15
Lajes alveolares protendidas	20

fonte: (ABNT NBR 9062:2017)

2.4 Análise estrutural.

2.4.1 Ações

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003 (versão corrigida 2004)), na análise estrutural deve ser estipulada todas as ações que possam ocorrer durante a vida útil da estrutura, considerando o último estado limite para dimensionamento e os de serviço para as devidas verificações. As ações a serem consideradas classificam-se, segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003 (versão corrigida 2004)), em permanentes, variáveis e excepcionais. Para cada tipo de obra devem ser avaliadas as particularidades envolvidas.

Conforme a NBR 8681 (ABNT, 2003) as ações permanentes são as que atuam com valores praticamente constantes durante o tempo de utilização da estrutura, elas são estimadas com seus valores representativos, mas prejudiciais em termos de segurança e são divididas em diretas e indiretas.

Uma das ações permanentes diretas é o peso próprio da estrutura, o peso dos elementos fixos e das instalações permanentes, como equipamentos, revestimentos, telhados, entre outros (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

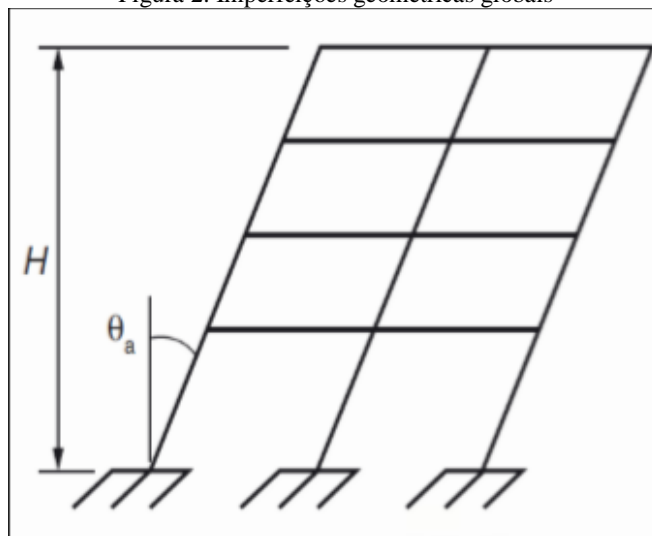
Vale ressaltar que para avaliação destas ações devem-se utilizar as massas específicas dos materiais de construção correntes, ou analisar com base nos valores indicados na NBR 6120 (ABNT, 2019 (versão corrigida 2019)).

Para Carvalho e Figueiredo Filho (2014) as ações permanentes indiretas são ocasionadas pelas deformações impostas pela fluência e retração do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas (globais e locais) e pretensão.

2.4.2 Imperfeições geométricas globais.

De acordo com a (ABNT NBR 6118:2014) deve ser considerado um desaprumo global em edifícios como mostra a Figura 02.

Figura 2: Imperfeições geométricas globais



Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

Para o cálculo do desaprumo devemos utilizar as Equações 2.7 e 2.8:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 * \sqrt{H}} \quad (2.7)$$

$$\theta_a = \theta_1 = \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n}}{2}} \quad (2.8)$$

Onde:

- H: altura total da edificação em metros;
- n: número de prumadas do pórtico;
- $1/300 \leq \theta_1 \leq 1/200$: para estruturas em concreto armado.

Através da Equação 2.9 calculamos a excentricidade que é gerada pela imperfeição no topa da edificação:

$$e_{tp} = \theta_a * h \quad (2.9)$$

O ângulo de desaprumo pode estabelecer uma ação horizontal equivalente (f), a ser aplicada ao nível de cada pavimento, determinada pela Equação 2.10: (ABNT NBR 6118:2014)

$$F = P * \theta_A \quad (2.10)$$

- Sendo que o p e o peso total.

A NBR 6118:2014 estabelece que a sobreposição do vento e desaprumo não é considerada quando o menor valor entre eles for 30% do maior valor.

2.4.3 Ações variáveis

A NBR 8681 (ABNT 2003) estabelece e divide as ações variáveis em ações variáveis diretas e indiretas.

As ações variáveis diretas são constituídas pelas cargas acidentais, de acordo com o uso da construção, pela ação da água e do vento, respeitando todas as determinações feitas pelas normas brasileiras específicas. (ABNT NBR 8681:2003)

Para Carvalho e Figueiredo Filho (2014) as cargas acidentais correspondem a:

- a) Cargas verticais de uso da construção (pessoas, mobiliário, veículos, materiais depositados no local, etc.), são indicadas na ABNT NBR 6120:2019 onde se prescreve que a carga vertical a ser considerada é uma carga de 1,5 kN/m² e 2,0 kN/m², para edifícios residenciais, e 3,0 kN/m² para edifícios comerciais, uniformemente distribuída, aplicada sobre a laje do pavimento;
- b) impacto lateral;
- c) cargas móveis, considerando o impacto vertical;
- d) força centrífuga;
- e) força longitudinal de frenagem ou aceleração;

Já as ações variáveis indiretas de acordo com a (ABNT NBR 6118:2014), são as ações decorrentes da variação de temperatura e ações dinâmicas sobre a estrutura.

2.4.4 Ações do vento

Considerando a ação do vento, deve-se utilizar as recomendações da NBR 6123 (ABNT, 1988), de acordo com esta norma calcula-se as pressões do vento atuantes nas faces da edificação.

Estas pressões se modificam conforme a altura, multiplicadas pela área de obstrução de cada pavimento, que se alteram em forças estáticas ao nível de cada pavimento, que seguidamente serão distribuídas pelos painéis de contraventamento. (Eliénay, 2016)

Abaixo é detalhado minuciosamente o cálculo realizado para considerar o efeito do vento na estrutura, segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988). A força de arraste (f_a), componente da força global na direção do vento, é obtida pela Equação 2.11:

$$F_a = C_a * q * A_e \quad (2.11)$$

Onde:

- C_a : Coeficiente de arraste;
- Q : Pressão dinâmica do vento;
- A_e : Área frontal efetiva.

O coeficiente de arraste para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência é encontrado através da Figura 4 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

A pressão dinâmica do vento é calculada através da Equação 2.12:

$$q = 0,633 * v_k^2 \quad (2.12)$$

Onde V_k é a velocidade característica do vento determinada pela Equação 2.13:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (2.13)$$

Sendo que:

- S_1 : é um fator topográfico que analisa as variações do relevo do terreno determinado através do item 5.2 da NBR 6123:1998;
- S_2 : analisa o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação, determinado através do item 5.3 da NBR 6123:1998, e obtido pela Equação 2.14:

$$S_2 = b * f_r * \left(\frac{Z}{10}\right)^p \quad (2.14)$$

- S_3 : conhecido como fator estatístico, é fundamentado em conceitos estatísticos, analisa o nível de segurança requerido e a vida útil da edificação:

- V_0 : conhecido como a velocidade básica do vento, obtida através do mapa das isopletas de velocidade básica do Brasil (Figura 1 da ABNT NBR 6123:1998). Esta é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, ultrapassada em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano.

2.4.5 Ações excepcionais

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003) as ações excepcionais são aquelas que não podem ser controladas, ou seja, são ações especiais com os valores estabelecidos por normas brasileiras específicas.

2.4.6 Estabilidade

Conforme Carvalho et al (2013) quando uma estrutura está submetida simultaneamente a uma carga vertical e uma ação horizontal, acontecerá um acréscimo do momento fletor inicial, nomeado de momento de primeira ordem, retratado pelas cargas verticais atuando nos deslocamentos que foram causados pelas ações horizontais.

Conforme Carvalho et al (2013) esse aumento, denominado momento de segunda ordem, ocorre por causa da flexibilidade dos materiais.

2.4.7 Contraventamento

Segundo Carvalho et al (2013) a deslocabilidade da estrutura pode ser classificada em deslocável ou indeslocável. A deslocabilidade da estrutura é considerada como indeslocável quando o acréscimo de segunda ordem representar menos de 10% dos esforços de primeira ordem.

2.4.8 Deslocabilidade por processos simplificados

Nas estruturas que são consideradas indeslocáveis não há necessidade de análises em teoria da segunda ordem, sendo empregado um procedimento convencional em primeira ordem (CARVALHO et al, 2013).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece dois processos aproximados: o do parâmetro α e do coeficiente γ_z , que após a definição dos deslocamentos horizontais, avalia a porcentagem do crescimento dos momentos de segunda ordem e realiza a comparação com o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z , classificando assim a estrutura como deslocável ou indeslocável.

2.4.8.1 Parâmetro α

De acordo com Carvalho et al (2013) o parâmetro α pode ser avaliado de acordo com a Equação 2.15:

$$\alpha = H * \sqrt{\frac{p}{E * I}} \quad (2.15)$$

Onde:

- H: Altura total do edifício;
- P: Peso total da edificação;
- E·I: Rigidez à flexão do sistema de contraventamento.

De acordo com Carvalho et al (2013) o aumento de esforços de segunda ordem ocorre por ser menor que 10%, se o referido parâmetro for:

- $\alpha = 0,7$: para sistemas compostos apenas por pilares-parede;
- $\alpha = 0,6$: para sistemas mistos;
- $\alpha = 0,5$: para sistemas compostos apenas por pórticos.

Quando o parâmetro α ficar mais elevado que os valores acima, o projetista deve fazer a análise do edifício em teoria de segunda ordem (CARVALHO et al, 2013).

2.4.8.2 Parâmetro γ_z

O parâmetro γ_z , é um estimador do acréscimo de esforços devidos à consideração da segunda ordem e dessa maneira é mais correto que o parâmetro de instabilidade α . Com o seu uso consegue-se definir o efeito de segunda ordem apenas com o resultado do cálculo da

estrutura sujeita às ações horizontais e verticais (CARVALHO et al, 2013). O coeficiente γ_z é determinado pela Equação 2.16:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta M}{M_1}\right)} \quad (2.16)$$

O deslocamento obtido através do aumento dos deslocamentos horizontais (ΔM) e pela Equação 2.17 a seguir:

$$\Delta M_{\text{tot,d}} = \sum_{i=1}^n (\gamma_f * p_{gi} + \gamma_f * p_{qli} + \psi_0 * \gamma_f * p_{qz1}) * \delta_{hi} \quad (2.17)$$

Em que:

- Ψ_0 : coeficiente de combinação de ações normais de edifícios residenciais, que são mostrados na Tabela 7 (Principais coeficientes de combinação de ações normais de edifícios residenciais), estabelecidos pela NBR 8681 (ABNT, 2003);
- δ_{hi} : deslocamento horizontal da estrutura;
- P: ações verticais na estrutura;
- γ_f : coeficiente de ponderação, mostrado na tabela 07 (Principais coeficientes de combinação de ações normais de edifícios residenciais), prescritos pela NBR 8681 (ABNT, 2003).

De acordo com Carvalho et al (2013), o momento de tombamento representa a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo em relação a base da estrutura, calculado com a Equação 2.18:

$$M_{1,\text{tot}} = \sum_{i=1}^n (H_{vi} * H_i) \quad (2.18)$$

Onde:

- H_{vi} : altura total em cada ponto considerado;
- h_i : força devido ao vento em cada ponto considerado

Para Carvalho et al (2013) calculado o parâmetro γ_z pode-se analisar a deslocabilidade da estrutura, considerando o limite de 10%, podendo estabelecer:

- $\gamma_z = 1,10$: estrutura indeslocável;
- $\gamma_z > 1,10$: estrutura deslocável.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) a análise dos esforços globais de segunda ordem em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de forma aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os seguintes valores:

Para lajes, Equação 2.19:

$$E_{cs,laj} = 0,3 * E_c * L_c \quad (2.19)$$

Para vigas, Equação 2.20:

$$E_{cs,vig} = 0,4 * E_c * L_c \quad (2.20)$$

Para pilares, Equação 2.21:

$$E_{cs,pil} = 0,8 * E_c * L_c \quad (2.21)$$

Conforme Carvalho et al (2013) com o resultado de γ_z obtido entre o intervalo de 1,10 e 1,20, pode-se trabalhar o próprio parâmetro como multiplicador de esforços de primeira ordem para alcançar os resultados dos de segunda ordem (2.22):

$$M_2 = \gamma_z * M_1 \quad (2.22)$$

Onde:

- M_1 : esforços de 1ª ordem;
- M_1 : esforços finais de 2ª ordem;
- γ_z : parâmetro com valor entre 1,10 e 1,20.

2.4.8.3 Processo P-Delta

O método da carga lateral fictícia, proposto por Adams também conhecido como método da carga lateral equivalente ou P-Delta, o processo de cálculo consiste em analisar o efeito dos

deslocamentos sucessivos e transformá-los em forças horizontais equivalentes (Lopes et al, 2005).

O processo do P-Delta é o mais utilizado em análise de estruturas deformadas e para obtenção dos efeitos de primeira ordem, por possuir aplicação relativamente simples e oferecer estimativas relativamente importantes dos efeitos gerados em segunda ordem, para a simplificação dos cálculos o método considera a estrutura na condição geométrica inicial substituindo por cargas horizontais as modificações na estrutura inicial (LIMA, 2001).

De acordo com Oliveira (2007), a análise é feita realizando sucessivas interações;

- Aplica-se o carregamento na estrutura e determina-se os deslocamentos horizontais;
- As forças horizontais em cada pavimento são calculadas pela Equação 2.23:

$$H_i = \frac{\Sigma P_i * \Delta_i}{h_i} - \frac{\Sigma P_{i+1} * \Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \quad (2.23)$$

Onde:

- ΣP_i e ΣP_{i+1} são somatórios das forças verticais nos pavimentos;
- h_i e h_{i+1} são os pés direitos dos pavimentos;
- Δ_i é o deslocamento horizontal relativo de cada pavimento.

Dessa maneira no processo aplica-se a estrutura as forças horizontais fictícias juntamente com o carregamento inicial, gerando os deslocamentos para cada iteração.

2.5 Dimensionamento

Para Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o objetivo do dimensionamento estrutural é garantir a segurança adequada e também que a estrutura mantenha características que proporcionem a utilização adequada da construção, durante sua vida útil, para as finalidades as quais foi projetada.

2.5.1 Método dos estados limites

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece como modelo de verificação da segurança estrutural o Método dos Estados Limites. De maneira geral, o comportamento de uma estrutura sob ação das cargas funcionais e ambientais é considerado adequado, quando:

- No estado limite último a estrutura apresenta segurança adequada em relação à ruptura;

- No estado limite de serviço as fissuras, deslocamentos e vibrações são adequados as exigências de utilização e vida útil da construção.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) o dimensionamento é realizado no estado limite último analisando-se que as tensões geradas pelos tipos de cargas, devidamente majoradas, não excedam as tensões resistentes minoradas. A condição de segurança a ser satisfeita é a seguinte destacada nas Equações 2.24, 2.25 e 2.26:

$$S_d \leq R_d \quad (2.24)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (2.25)$$

$$S_d = \gamma_f * F_k \quad (2.26)$$

Onde:

- S_d : solicitação de cálculo;
- f_d : resistência de cálculo;
- f_k : valores característicos de resistência e ações;
- γ_m e γ_f : coeficientes de ponderação;
- F_k : ação característica

2.5.1.1 Coeficientes de ponderação das resistências

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que a resistência de cálculo, fundamentada nos estados limites últimos, é calculada pela resistência característica dividida pelo coeficiente de ponderação das resistências. Os valores para verificação no Estado Limite Último (ELU) estão representados na Tabela 6 para estruturas em concreto armado, conforme prescrito na norma NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 6: Valores dos coeficientes "γ" "c" "e" "γ" "s"

Combinações	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

2.5.1.2 limites

Os estados limites que são considerados no dimensionamento da estrutura são definidos em estados limites últimos e estados de limite de serviço.

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o estado limite último é referente ao colapso ou à outra forma de ruína estrutural que resulte na suspensão, do todo ou em parte, do uso da estrutura.

Conforme o item 10.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014), os estados limites de serviço são aqueles analisados em relação à durabilidade das estruturas, ao conforto, à aparência e ao uso adequado e funcional das estruturas.

O item 3.2 da Norma (ABNT NBR 6118:2014) apresenta os itens que devem ser verificados para os estados limites de serviço, que são:

- 1) Formação e abertura de fissuras;
- 2) Deformação excessiva;
- 3) Vibrações excessivas.

No item 4.1.2.2 da NBR 8681 (ABNT,2003), os estados de limites de serviço são oriundos das ações que podem ser definidas de três formas, segundo o tempo de vida útil da estrutura:

- a) Combinações quase permanentes: associações de ações que podem atuar sobre a estrutura durante mais da metade de sua vida útil;
- b) Combinações frequentes: associações de ações que se repetem no período de vida da estrutura, em torno de 105 vezes em 50 anos ou duração total que tenha igual a uma parte desse período da ordem de 5%;
- c) Combinações raras: associações de ações que podem atuar até algumas horas ao longo do período de vida da estrutura.

2.5.1.3 Coeficientes de ponderação sobre as ações.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), as ações devem ser majoradas pelo coeficiente de ponderação γ_f , obtido pelo produto de três outros fatores conforme a Equação 2.27, a seguir:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (2.27)$$

Onde:

- γ_{f1} : considera a variabilidade das ações;
- γ_{f2} : considera a simultaneidade de atuação das ações ($\gamma_{f2} = \Psi_0, \Psi_1$ ou Ψ_2)
- γ_{f3} : considera os possíveis desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto em relação às solicitações.

As Tabelas 7 e 8 a seguir trazem os principais coeficientes de combinação de ações normais de edifícios residenciais, conforme NBR 8681 (ABNT, 2003).

Tabela 7 - Principais coeficientes de combinação de ações normais de edifícios residenciais

Combinação	Tipo de ação	Desfavorável	Favorável
ELU - Normal	Permanente	$\gamma f_g = 1,4$	$\gamma f_g = 0,9^*$
	Variável	$\gamma f_q = 1,4$	$\gamma f_q = 0$
	Variável – carga acidental simultânea	$\Psi_0 = 0,5$	
	Variável – ação de vento simultânea	$\Psi_0 = 0,6$	
ELS – Quase permanente	Variável – carga acidental	$\Psi_0 = 0,4$	
	Variável – ação de vento	$\Psi_0 = 0,3$	
ELS - Frequente	Variável – carga acidental	$\Psi_0 = 0,3$	
	Variável – ação de vento	$\Psi_0 = 0$	

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

Tabela 8 - Valores do coeficiente " γ " " f_2 "

Ações	γ_{f2}		
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas acidentais de Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos de pessoas (edifícios residências)	0,5	0,4	0,3
Vento Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura Variações uniformes de temperatura em relação à	0,6	0,5	0,3

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

2.5.1.4 Combinação das ações no estado limite de serviço

As combinações realizadas no estado limites de serviços são feitas de acordo com o tempo em que a ação vai trabalhar na estrutura, definida em 3 diferentes contextos, quase

permanentes, frequentes e raras. (ABNT NBR 8681:2003) a Tabela 9 traz as informações relacionadas às combinações realizadas, no estado limite de serviço.

Tabela 9 - Combinações de ações no estado limite de serviço.

Normal	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$
Especiais ou de construção	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$
Excepcionais	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + F_{q1exc} + \gamma_q \cdot \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$

Fonte: (ABNT NBR 8681:2003)

2.5.1.5 Combinações no estado de limite último.

A NBR 8681 (ABNT, 2003) estabelece que as combinações últimas são classificadas como normais, especiais ou de construção e excepcionais. Sendo que as ações permanentes devem ser consideradas em todas as combinações de ações. A Tabela 10 indica as combinações no estado limite último:

Tabela 10 - Combinações no estado limite ultimo

Quase permanente	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + (\sum \Psi_{2j} \cdot F_{qik})$
Frequente	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \Psi_1 \cdot F_{q1k} + (\sum \Psi_{2j} \cdot F_{qik})$
Rara	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + (\sum \Psi_{ij} \cdot F_{qik})$

Fonte: (ABNT NBR 8681:2003)

2.5.1.6 Limites para deformações

De acordo coma a NBR 6118 (ABNT, 2014) dentro os limites para deformações estão deslocamento vertical para vigas e lajes e também o deslocamento horizontal.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) Para deslocamento horizontal da estrutura respeita-se o limite de $(H/1700)$ ou $(H_i/850)$, onde H e a altura total da edificação e H_i e o desnível entre os pavimentos vizinhos.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) para atender os limites de deformação excessiva são estabelecidos limites máximos, mostrados na tabela 11.

Tabela 11 - Limites para deslocamentos.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamento visível em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

2.5.2 Laje

Para o projeto em questão foi escolhida a laje maciça, a qual o dimensionamento será descrito posteriormente. Este tipo de laje foi escolhido devido à sua melhor performance nas verificações quanto ao incêndio e por trabalhar com vãos maiores na planta de forma que será descrita.

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) as lajes maciças são placas de concreto de superfície plana e maciça, que distribuem suas reações em todas as vigas que a contorna podendo ser considerada engastada ou apoiada dependendo da continuidade. Esse tipo de laje é utilizado em diferentes sistemas estruturais.

As principais ações atuantes nas lajes de edifícios residenciais e comerciais podem ser divididas em dois grupos: cargas permanentes e cargas variáveis. Quando a relação entre o maior vão e o menor da laje é inferior ou igual a dois, considera-se, para efeito de cálculo, a armação em duas direções. Quando essa relação é superior a dois, considera-se que a laje trabalha em apenas uma direção (a do menor vão) sendo armada apenas nessa direção (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a equação diferencial fundamental das placas submetidas a uma carga $p(x, y)$ é descrita abaixo na Equação 2.28.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 * \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = -\frac{p}{D} \quad (2.28)$$

Sendo:

- w: deslocamento vertical;
- x, y: coordenadas de um ponto genérico da placa;
- p: intensidade da carga atuante;
- $D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$: é a rigidez a flexão da placa;
- E: módulo de deformação longitudinal do concreto;
- ν : coeficiente de Poisson.

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a descrição dos deslocamentos e esforços de placas pode ser feita baseando-se nas cargas em serviço, com base na equação fundamental, ou descrevendo outro tipo de modelo, pois essa equação tem solução analítica para poucos casos.

Dessa forma, existem quatro processos de resolução, sendo que neste trabalho será adotado o terceiro método para dimensionamento das lajes:

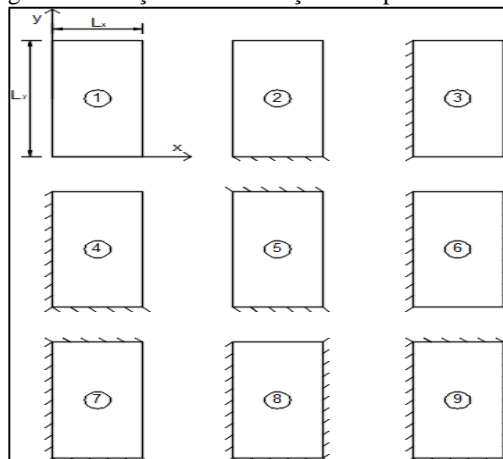
1. Diferenças finitas;
2. Elementos finitos;
3. Utilização de séries para a representação do valor de p (x,y);
4. Grelha equivalente.

2.5.2.1 Determinação dos esforços e deslocamentos por meio de série

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o modelo de cálculo de placas por séries é coerente para a concepção de tabelas que possibilitam definir os momentos fletores máximos e deslocamentos máximos (flechas) através da geometria e das condições de vinculação da placa. Para o pavimento em estudo devem ser considerados que cada laje deve ser tratada individualmente, e suas vinculações com as demais são determinadas como engastada ou apoiada. De maneira geral, as lajes menores e menos rígidas são engastadas nas maiores e mais rígidas.

A Figura 3 apresenta as possíveis condições de vinculação das placas analisadas isoladamente:

Figura 3 - Situação das vinculações das placas isoladas



Fonte: (CARVALHO E FIGUEIREDO, 2014)

O parâmetro λ , que é o resultado da relação entre a maior dimensão e a menor dimensão da laje, é calculado pela Equação 2.29:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \quad (2.29)$$

Onde:

- l_y é a maior dimensão da laje analisada;
- l_x é a menor dimensão da laje analisada.

Com o valor de λ definido é possível estabelecer o roteiro de cálculo para determinar todos os itens necessários para que as verificações e o dimensionamento sejam realizados para a laje em estudo:

a) Altura das lajes

A NBR 6118 (ABNT,2014) estabelece valores limites para determinação das espessuras das lajes que devem ser seguidos:

- 7 cm para lajes de cobertura que não estão em balanço;
- 8 cm para lajes de piso que não estão em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço.

b) Determinação das flechas

Para Carvalho e Figueiredo Filho (2014) a flecha das lajes com carregamento uniforme e com as condições de contorno de acordo com a Figura 3 é determinada pela Equação 2.30, e pelos coeficientes (α) da Tabela 7.2 da obra dos respectivos autores:

$$f = \frac{p * l_x^4}{E * h^3} * \frac{\alpha}{100} \quad (2.30)$$

Onde:

- p - Carregamento uniforme distribuído na placa;
- E - Modulo de deformidade do concreto;
- h - Altura ou espessura da placa.

c) Determinação dos momentos fletores

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014), as equações que são utilizadas para determinar os momentos fletores máximos são as seguintes:

Momentos máximos positivos por unidade de comprimento, Equações 2.31 e 2.32:

$$M_x = \mu_x * \frac{p * l_x^2}{100} \quad (2.31)$$

$$M_y = \mu_y * \frac{p * l_x^2}{100} \quad (2.32)$$

Momentos máximos negativos por unidade de comprimento, Equações 2.33 e 2.34:

$$\chi_x = \mu'_x * \frac{p * l_x^2}{100} \quad (2.33)$$

$$\chi_y = \mu'_y * \frac{p * l_x^2}{100} \quad (2.34)$$

Em que μ_x , μ_y , μ'_x e μ'_y são coeficientes fornecidos na Tabela 7.3, 7.4 e 7.5 encontrados na obra de Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

d) Determinação das armaduras longitudinais

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014), as armaduras longitudinais na direção x e y podem ser definidas da mesma maneira que se calculam as de uma viga. As Equações 2.35 e 2.36 a seguir satisfazem estas condições.

$$k_{md} = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{ctd}} \quad (2.35)$$

$$A_s = \frac{M_d}{(K_z) * d * f_{yd}} \quad (2.36)$$

Onde:

- M_d : momento de cálculo;
- $k_{md} = 0,68 * (k_x) - 0,272 * (k_x^2)$: adimensional;
- K_x : aproveitamento da seção de concreto; B_w : largura da base
- d : altura da base inferior até o centro de gravidade das barras de aço;
- f_{cd} : resistência de cálculo do concreto;
- A_s : área de aço;
- $k_z = 1 - 0,4k_x$: adimensional;
- f_{yd} : Resistência de cálculo do aço.

Para as lajes maciças a NBR 6118 (ABNT,2014) estabelece como área de aço mínima sendo (Equação 2.37):

$$A_{smín} = 0,15\% * B_w * h \quad (2.37)$$

e) Verificação do cisalhamento

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), é permitido ignorar a armadura transversal para suportar aos esforços de tração devidos à força cortante, contanto que os critérios de ancoragem estejam atendidos, se a força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) for menor ou igual à resistência de projeto ao cisalhamento (V_{rd1}), dessa maneira (Equação 2.38):

$$V_{sd} \leq V_{rd1} = [\tau_{rd1} * k * (1,2 + 40 * \rho_1)] * B_w * d \quad (2.38)$$

Onde:

$$\tau_{rd1} = 0,25 * \left(\frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.39)$$

$$k = (1,6 * d) \geq 1 \quad (2.40)$$

$$\rho_1 = \left(\frac{A_{s1}}{b_w * d} \right) \leq 0,02 \quad (2.41)$$

f) Reações das lajes nas vigas.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) a reação das lajes nas vigas de apoio pode ser calculada utilizando-se a expressão fundamental e o processo de séries. A ação das lajes nas vigas, no estado elástico, ocorre por meio de um carregamento com intensidade variável ao longo do seu comprimento (depende, principalmente, da relação entre os vãos e das condições de apoio), e não uniforme.

Porém, de modo simplificado, admite-se que a ação das lajes maciças nas vigas se faça de maneira uniforme. A NBR 6118 (ABNT, 2014), em seu item 14.7.6.1, prescreve a respeito:

- As reações de cada apoio são as correspondentes às cargas atuantes nos triângulos ou trapézios definidos através das charneiras plásticas que demonstram a análise efetivada com os critérios de análise plástica, onde essas ações podem ser consideradas uniformemente distribuídas sobre os elementos estruturais que lhes servem de apoio;
- Quando a análise plástica não for efetuada, as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas, a partir dos vértices com os seguintes ângulos:
 - 45° entre dois apoios do mesmo tipo;
 - 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;
 - 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

Como consequência, a laje ficará dividida em regiões, e cada uma dessas regiões carregará a viga correspondente, com carregamento admitido uniforme, de acordo com sua área de influência (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), as reações nas vigas, para os carregamentos (p) e sempre com l_x sendo o menor vão, determinado também através dos cálculos pelas Equações 2.42, 2.43, 2.44, 2.45:

$$q_x = K_x * p * \frac{l_x}{10} \quad (2.42)$$

$$q_y = K_y * p * \frac{l_x}{10} \quad (2.43)$$

$$q'_x = K'_x * p * \frac{l_x}{10} \quad (2.44)$$

$$q'_y = K'_y * p * \frac{l_x}{10} \quad (2.45)$$

Em que k_x , k_y , k'_x e k'_y são coeficientes fornecidos nas Tabelas 7.8, 7.9 e 7.10 encontrados na literatura de Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

2.5.2.2 Verificações para o estado limite de serviço (ELS)

a) Estado limite de deformação excessiva.

O estado limite de deformação excessiva diz respeito à verificação se o maior deslocamento do elemento estrutural não for maior que ao limite prescrito na Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), e descrito na Tabela 11 (Limites para deslocamento), do respectivo trabalho. A combinação utilizada para cálculo de flechas será a quase permanente.

b) Definição do estádio

Adota-se a situação de que a viga esteja fissurada no instante em que o momento atuante ultrapassar o valor do momento de fissuração, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), determinada pela Equação 2.46:

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct} * I_c}{y_t} \quad (2.46)$$

Onde:

- α : 1,5 para seções retangulares;
- $f_{ct} = f_{cm} = 0,3 * f_{ck}^{2/3}$ para deformação excessiva;
- $f_{ct} = f_{ctk,inf} = 0,21 * f_{ck}^{2/3}$ para formação de fissuras;
- $I_c = \frac{b * h^3}{12}$ = Momento de inércia da seção bruta do concreto;
- $y_t = \frac{h}{2}$ = distância do centro de gravidade ate a fibra mais tracionada.

Portanto, se:

- $M_a < M_r \rightarrow$ Estadio I, sem fissuração;
- $M_a > M_r \rightarrow$ Estadio II, com fissuração.

Para Kuhn (2015) existem duas hipóteses a se considerar para a determinação do momento de inércia e verificação das flechas, logo após da determinação do momento de fissuração

- $M_a < M_r$: quando o maior momento de serviço (M_a) atuante na laje for menor que o valor do momento de fissuração, admite-se que não há fissuras e a peça trabalha no estágio I, podendo ser usado o produto da rigidez no estágio I apenas;
- $M_a > M_r$: quando o momento atuante na laje é maior que o valor do momento de fissuração, considera-se que existam fissuras nas lajes e a mesma trabalha no estágio II, sendo preciso calcular o momento de inércia equivalente.

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), um elemento de concreto tem seções trabalhando entre os estádios I e II, tornando necessário utilizar uma inércia média para calcular a flecha. O modelo estabelecido por Branson e recomendado pela NBR 6118 (ABNT,2014), admite que para todo o elemento de concreto tem-se uma inércia única, representando os trechos fissurados e não fissurados

Esse modelo de dimensionamento pode ser empregado para se obter o valor da inércia, interposto ao valor no estágio I e no final do estágio II. A Equação 2.47 definida por Branson é dada por:

$$I_m = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^{11} * I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^{11}\right] * I_{II} \quad (2.47)$$

A posição da linha neutra no estágio II é dada segundo Carvalho e Figueiredo filho (2014) e calculada pelas Equações 2.48 e 2.49 e a inércia no estágio II pela Equação 2.50:

$$\frac{b}{2} * x^2 + \alpha_e * A_s * x_2 - \alpha_e * A_s * d = 0 \quad (2.48)$$

$$x_{II} = \frac{-a_2 + \sqrt{(a_2)^2 - 4 * a_1 * a_3}}{2 * a_1} \quad (2.49)$$

$$I_{II} = \frac{b * x_2^3}{3} + \alpha_e * A_s * (d - x_2)^2 \quad (2.50)$$

O coeficiente de homogeneização (α_e) da seção pode ser obtido da seguinte maneira (Equação 2.51):

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad (2.51)$$

Em que:

- I_m : momento de inércia efetivo para uma seção ou para toda a peça, no caso de vigas simplesmente apoiadas; momento de inércia médio entre a seção do apoio e a seção do meio do vão, para o caso de vigas contínuas;
- I_I : momento de inércia da peça no estágio I (da seção bruta ou homogeneizada);
- I_{II} : momento de inércia da peça no estágio II puro;
- M_f : momento de fissuração do concreto;
- M_{at} : momento atuante, de serviço, na seção mais solicitada;
- n : índice de valor igual a 4, para situações em que a análise é feita em apenas uma seção da peça, ou igual a 3, quando se faz a análise da peça ao longo de todo o seu comprimento;
- d : altura útil da seção;
- b : largura da seção;
- A_s : área de aço (cm^2/m);
- E_s : módulo de elasticidade do aço;
- E_{cs} : módulo de elasticidade secante do concreto.

c) Efeitos de fluência de concreto: análise da flecha imediata

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a fluência é o evento onde acontecem deformações com o decorrer do tempo em um corpo solicitado por tensão contínua. Esse evento é parcialmente reversível, pois quando se retira o carregamento que resultou a deformação, uma parcela desta deformação volta ao seu estado de início no mesmo instante, outra parcela volta ao normal com o passar do tempo e o restante permanece deformado.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a flecha adicional diferida de vigas é resultante das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser definida pela multiplicação da flecha imediata por um fator α_f dado pela Equação 2.52:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \mathcal{E}}{1 + 50 * \rho'} \quad (2.52)$$

- Com $\Delta \mathcal{E} = \mathcal{E}(t) - \mathcal{E}(t_0)$; onde:
- \mathcal{E} : coeficiente dado em função do tempo, definido pela expressão;
- $\mathcal{E}(t) = 0,6 * (0,966^t) * t^{0,32} \rightarrow$ para $t \leq 70$ meses ;
- $\mathcal{E}(t) \rightarrow 2$ para $t > 70$ meses ;
- T: tempo em meses, ao qual se deseja o valor da flecha deferida;
- T_0 : é a idade, em meses, relativa à aplicação da carga de longa duração;
- $\rho' = \frac{A'_s}{b*d}$: taxa de armadura dupla.

Assim, o valor da flecha no tempo infinito ($a_{t, \infty}$) será definido pela Equação 2.53:

$$a_{t, \infty} = a_{t,0} * (1 + \alpha_f) \quad (2.53)$$

Onde $a_{t,0}$ é a flecha imediata de acordo com a combinação de ações considerada de caráter permanente.

d) Abertura de fissuras

De acordo com Kuhn (2015) para que a durabilidade e a aceitação visual não sejam comprometidas são impostos valores limites pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para a abertura de fissuras, esses valores são variados dependendo da classe de agressividade do meio onde está localizada a estrutura. Assim, para o projeto em questão situado em um meio com classe de agressividade II o valor limite é de 0,3 mm.

O valor característico da abertura de fissuras (w_k) é o menor entre os obtidos pelas Equações 2.54 e 2.54.

$$w_k = w_k = \frac{\psi_i}{12,5 * \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \frac{3 * \sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (2.54)$$

$$w_k = \frac{\psi_i}{12,5 * \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right) \quad (2.55)$$

Onde:

- Tensão na armadura no estágio II (Equação 2.56):

$$\sigma_{si} = \frac{M_{serviço}}{A_s * \left(d - \left(\frac{x_{II}}{3} \right) \right)} \quad (2.56)$$

- Posição da linha neutra no estágio II (Equação 2.57):

$$x_{II} = \frac{\alpha_e * A_s}{b} * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * b * d}{\alpha_e * A_s}} \right) \quad (2.57)$$

- η_1 : coeficiente de conformação superficial da armadura (2,25 para barras nervuradas);
- Área crítica (Equação 2.58):

$$A_{crítica} = \left(c + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} + 7,5 * \phi_1 \right) * \left(c + \phi_t + \phi_1 + \frac{e_h}{2} \right) \quad (2.58)$$

- Taxa de armadura para a área crítica (Equação 2.59):

$$\rho_r = \frac{A_\phi}{A_{crítica}} \quad (2.59)$$

2.5.2.3 Detalhamento

O detalhamento das armaduras para lajes maciças deve seguir as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) que são as seguintes:

- Cobrimento nominal da armadura;
- As armaduras positivas deverão ser colocadas em todo o vão das lajes;
- As barras ou telas soldadas da armadura positiva deverão penetrar 4,0 cm além do eixo teórico do apoio;
- Nas lajes adjacentes poderá ser considerada armadura negativa referente ao maior momento fletor;
- As armaduras negativas, para todas as situações de vinculação, se estenderão no interior da laje a uma distância de no mínimo $0,25 \cdot L$;
- As armaduras de distribuição deverão ser definidas com base na Equação 2.60:

$$A_{s,\text{distribuição}} \geq \begin{cases} \frac{A_s}{5} \\ 0,9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{cases} \quad (2.60)$$

- As armaduras de borda deverão ser dimensionadas com a Equação 2.61:

$$A_{s,\text{borda}} = 0,67 * 0,15 * h \quad (2.61)$$

2.5.3 Viga

Os principais esforços solicitantes nas vigas são os momentos fletores e os esforços cortantes, os elementos estruturais são dimensionados para suportar essas ações verticais.

a) Vinculação

O item 14.6.6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), permite que as vigas sejam calculadas com o modelo clássico de viga contínua, simplesmente apoiada nos pilares, desde que atendidas às seguintes condições:

- Não devem ser considerados momentos positivos inferiores aos que se obtivessem se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- No caso em que a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio medida na direção do eixo da viga for superior a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado momento negativo de valor absoluto inferior do que o de engastamento perfeito nesse apoio;

- Quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade do pilar com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, um momento advindo de cálculo simplificado, mostrado na Equação 2.62 a seguir:

$$M_{\text{ext.viga}} = \frac{r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}}{r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}} + r_{\text{viga}}} \cdot M_{\text{eng}} \quad (2.62)$$

Onde:

- M_{eng} : Momento de engastamento;
- r : Rigidez da seção (obtido por meio da inércia sobre o comprimento da seção).

b) Dimensionamento a flexão

Para Carvalho e Figueiredo Filho (2014) podem haver três estádios de deformação em uma viga de concreto armado conforme a solicitação dos esforços, esses estádios são definidos como:

- Estádios I e II: referem-se às situações de serviço;
- Estádio III: refere-se ao estado limite último, que ocorre apenas em situações extremas, em que as ações atuem com seus valores majorados e as resistências dos materiais minoradas.

As estruturas de concreto armado são dimensionadas no estado limite último (estádio III), pois o principal objetivo é dimensioná-las para que suportem de forma econômica e segura aos esforços sem chegar ao colapso (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Para oferecer o comportamento dúctil satisfatório em vigas a NBR 6118 (ABNT, 2014), estabelece que a altura relativa (x/d) da linha neutra não ultrapasse o valor máximo de 0,45.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), o dimensionamento à flexão de peças de concreto armado, utilizando armadura simples é fundamentado na equação geral de equilíbrio, Equação 2.63:

$$M_d = (0,68 * x * d - 0,272 * x^2) * b_w * f_{cd} \quad (2.63)$$

Onde:

- M_d : máximo momento resistente de cálculo;
- B_w : largura da seção transversal;

- F_{cd} : resistência de cálculo do concreto.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece a seguinte expressão para averiguar o domínio em que a seção está. A determinação da altura da linha neutra, pode ser obtida pela Equação de equilíbrio 2.64:

$$x = \frac{0,68 * d \pm \sqrt{(0,68 * d)^2 - 4 * 0,272 * \frac{m_d}{b_w * f_{cd}}}}{0,544} \quad (2.64)$$

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) com base no equilíbrio das forças atuantes na seção, é realizado o cálculo da armadura longitudinal, considerando a tensão no aço, o f_{ck} do concreto, as dimensões da seção e a posição da linha neutra, resultando na área de aço necessária para resistir aos esforços (Equação 2.65):

$$A_s = \frac{m_d}{(d - 0,4 * x) * f_{yd}} \quad (2.65)$$

Onde:

- A_s – área de aço;
- F_{yd} – resistência de cálculo do aço.

Para Carvalho e Figueiredo Filho (2014), sempre que possível, é adequado trabalhar com fórmulas adimensionais, pois elas simplificam a utilização dos sistemas de unidades e possibilitam a utilização de gráficos e quadros de maneira mais racional. Na forma adimensional, para o concreto com classe até C50, as equações são as Equações 2.66, 2.67 e 2.68:

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0,68 * (K_x) - 0,272 * (K_x)^2 \quad (2.66)$$

$$K_z = 1 - 0,4 * K_x \quad (2.67)$$

$$A_s = \frac{M_d}{K_z * d * f_{yd}} \quad (2.68)$$

Sendo:

- K_x (x/d); altura relativa da linha neutra;

c) Área de aço mínima

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a armadura mínima de tração em uma viga deve ser definida respeitando sempre uma taxa mínima absoluta de 0,15% da área bruta da seção de concreto (A_c). Devem sempre ser atendidas as taxas mínimas de armadura (ρ_{\min}) conforme a Tabela 12.

Tabela 12 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^{(1)} (A_{s,\min}/A_c) \%$						
	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,15	0,15	0,15	0,164	0,179	0,194	0,208

(1) Os valores de δ_{\min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA50, $d/h=0,8$ e $\gamma_c=1,4$ e $\gamma_s=1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{\min} deve ser recalculado.

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

d) Armadura de pele

De acordo com Carvalho e Figueiredo filho (2014), a armadura de pele é usada principalmente, para diminuir os problemas decorrentes da variação de temperatura, retração e fissuração, e também para diminuir a abertura de fissuras de flexão na alma das vigas.

A NBR 6118 (ABNT,2014), recomenda que a armadura de pele mínima pode ser 0,10% da área de concreto da alma da viga ($A_{c,alma}$), disposta em cada face da alma da viga, e que seja composta de barras de aço CA50 ou CA60, com espaçamento entre as barras no mínimo maior que 20 cm, devidamente ancoradas nos apoios, não necessitando de armadura superior a 5 cm^2/m por face. Em vigas com altura igual ou inferior a 60 cm e dispensado o uso da armadura de pele.

e) Espaçamento e quantidade de barras

O item 18.3.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), estabelece que o espaçamento livre entre as faces das barras medido horizontalmente (a_h) é o maior entre os seguintes valores (Equação 2.69):

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi \text{ barra} \\ 1,2 \text{ a dimensão máxima característica do agregado graúdo} \end{cases} \quad (2.69)$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014) também define que o espaçamento livre entre as faces das barras medido verticalmente (a_v) seja o maior entre os seguintes valores (Equação 2.70):

$$a_v \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi \text{ barra} \\ 0,5 \text{ a dimensão máxima característica do agregado graúdo} \end{cases} \quad (2.70)$$

Assim, o número de barras que cabem em uma camada pode ser obtido pela Equação 2.71:

$$N_{(b/c)} = \frac{b_w - 2 * \left(c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} \right)}{a_h + \phi_l} \quad (2.71)$$

Onde:

- B_w : largura da seção;
- c : cobrimento nominal;
- ϕ_l : diâmetro da barra longitudinal;
- ϕ_t : diâmetro do estribo.

f) Dimensionamento da armadura transversal

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) para o dimensionamento da armadura transversal existem dois modelos, que se baseiam no princípio da treliça de Morsch. O modelo I admite diagonais de compressão com 45° de inclinação em relação ao eixo longitudinal da viga, e a parcela complementar V_c tem valor constante, sendo independente de V_{sd} . Já o modelo II considera diagonais de compressão entre 30° e 45° , e a parcela de V_c não constante não dependendo do valor de V_{sd} . para o projeto estabelecido, será adotado o modelo I, considerando os estribos verticais.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), na seção transversal do elemento, a resistência será adequada quando for verificada a condição de diagonais de compressão (Equação 2.72):

$$V_{sd} \leq V_{rd2} = 0,27 * \alpha_c * f_{cd} * B_w * d \quad (2.72)$$

- Com $\alpha_c = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$, com valor de F_{ck} em Mpa.

g) Parcela resistida pelo concreto:

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a parcela da força cortante a ser absorvida pela armadura transversal (V_{sw}) é a diferença entre a força cortante solicitante de cálculo e a parcela de força cortante absorvida pelo concreto íntegro entre as fissuras. A parcela resistida

pelo concreto (V_c) é dada pela Equação 2.73:

$$V_c = 0,6 * f_{ctd} * B_w * d \quad (2.73)$$

Onde:

- $f_{ctd} = 0,15 * f_{ck}$ (valor de cálculo da resistência a compressão do concreto).

h) Armadura transversal.

A armadura transversal e calculada pela seguinte Equação 2.74:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) * 0,9 * d * f_{ywd} * (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) \quad (2.74)$$

Onde:

- $V_{sw} = V_{sd} - V_c$;
- A_{sw} : área da seção transversal dos estribos;
- s : espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal da peça;
- f_{ywd} : tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos e a 70% desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa;
- α : ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

A armadura transversal mínima é dada pela Equação 2.75:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \geq 0,2 * \frac{0,3 * \sqrt{f_{ck}^2}}{f_{ywk}} * b_w * \text{sen } \alpha \quad 2.75$$

i) Espaçamento entre os estribos

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) o espaçamento mínimo entre estribos, deve ser adequado para possibilitar a passagem do vibrador, para assegurar um bom adensamento. O espaçamento máximo (S_{max}) deve estar de acordo com as condições impostas no item 18.3.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), que são:

- Se $V_d \leq 0,67 * V_{rd2}$, então $S_{max} = 0,6 * d \leq 300$ mm;
- Se $V_d > 0,67 * V_{rd2}$, então $S_{max} = 0,3 * d \leq 200$ mm.

j) Verificações para estado limite de serviço.

As verificações em vigas quanto ao estado limite de serviço, seguem as mesmas prescrições que são recomendadas para as lajes, supracitadas no item 2.5.2.2 (Verificações para o estado limite de serviço) deste mesmo trabalho.

Com exceção da previsão da flecha imediata (sem considerar o efeito da fluência), para vigas, pode ser realizada a partir da Equação 2.76 da resistência dos materiais, válida para seções constantes ao longo da peça:

$$f = \frac{5 * q * l^4}{384 * E_{cs} * I_m} \quad (2.76)$$

Onde:

- q – carga atuante definida por uma combinação
- l – Vão da viga
- E_{cs} – Modulo de elasticidade secante do concreto.

k) Comprimento de ancoragem

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), as armaduras longitudinais ao longo da viga devem ser ancoradas com o propósito de transferir as tensões, que estejam submetidas para o concreto, essa transmissão pode ser feita por meio de aderência, de dispositivos mecânicos, ou pela associação dos dois. Na ancoragem por aderência, os esforços devem ser transmitidos por meio de um comprimento retilíneo ou com grande raio de curvatura, seguido ou não de gancho.

l) Comprimento básico de ancoragem

O item 9.4.2.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014), estabelece que o comprimento básico de ancoragem é o comprimento reto de uma barra de armadura passiva para ancorar a força limite A_{sfyd} nessa barra, permitindo ao longo desse comprimento a tensão de aderência uniforme e igual a f_{bd} .

Segundo a NBR 6118 (ABNT,2014), esse comprimento deve ser maior que 25ϕ (ϕ é o diâmetro da barra). O comprimento de ancoragem básico é dado por (Equação 2.77):

$$l_b = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25 * \phi \quad (2.77)$$

Sendo que:

- f_{bd} : Resistência de aderência de cálculo, determinada por (Equação 2.78):

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{ctd} \quad (2.78)$$

- F_{ctd} (Resistência de cálculo a tração do concreto) e dado por (Equação 2.79):

$$f_{ctd} = \frac{0,21 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c} \quad (2.79)$$

Temos para valores de η :

- $\eta_1=1,0$ para barras lisas (CA25);
- $\eta_1=1,4$ para barras entalhadas (CA60);
- $\eta_1=2,25$ para barras de alta aderência (CA50);
- $\eta_2=1,0$ para situações de boa aderência;
- $\eta_2=0,7$ para situações de má aderência;
- $\eta_3=1,0$ para $\varnothing < 32$ mm;
- $\eta_3=1,32 - \varnothing / 100$ para $\varnothing \geq 32$ mm.

Conforme o item 9.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), os trechos das barras que se encontram em boa situação de aderência, devem ser posicionados da seguinte maneira:

- Com inclinação superior a 45° sobre a horizontal;
- Horizontais ou com inclinação abaixo de 45° sobre a horizontal, desde que:
 - posicionados no máximo 30 cm acima da face inferior do componente ou da junta de concretagem mais próxima, para componentes estruturais com $h < 60$ cm;
 - posicionados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do componente ou da junta de concretagem mais próxima, para componentes estruturais com $h \geq 60$ cm.

Os trechos das barras localizados em outras posições que não foram listadas acima, deverão ser consideradas em situação de má aderência, e também quando forem empregadas formas deslizantes (ABNT NBR 6118:2014).

m) Comprimento necessário de ancoragem

Conforme o item 9.4.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014), nos casos em que a armadura existente em um elemento é superior a necessária calculada, o comprimento de ancoragem necessário ($l_{b,nec}$) pode ser recalculado pela Equação 2.80 a seguir:

$$l_{b,nec} = \alpha_1 * l_b * \frac{A_{s,cal}}{A_{s,efe}} \geq l_{b,mín} \quad (2.80)$$

Onde:

- $\alpha_1=1,0$ para barras sem gancho;
- $\alpha_1=0,70$ para barras tracionadas com gancho;
- $l_{b,mín}$: maior valor entre $0,3 * l_b$, $10 * \varnothing$ e 100 mm.

n) Ganchos de ancoragem na extremidade das barras

Os ganchos de ancoragem recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), para ancoragem das barras tracionadas e estribos contribui para uma redução do comprimento de ancoragem. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) os ganchos podem ser:

- Semicirculares com ponta reta de comprimento não inferior a $2\varnothing$;
- em ângulo de 45° (interno) de comprimento não inferior a $4\varnothing$ e ponta reta;
- em ângulo reto de comprimento não inferior a $8\varnothing$.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o diâmetro interno de curvatura dos ganchos não pode ser inferior aos estabelecidos conforme a Tabela 13 a seguir:

Tabela 13 - Diâmetro dos pinos de dobramento.

Bitola da barra	CA25	CA50	CA60
$\varnothing < 20$ mm	$4 \cdot \varnothing$	$5 \cdot \varnothing$	$6 \cdot \varnothing$
$\varnothing \geq 20$ mm	$5 \cdot \varnothing$	$8 \cdot \varnothing$	-

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

O comprimento necessário para executar o gancho é o resultado do somatório da ponta reta mais o trecho curvo retificado

o) Deslocamento dos momentos fletores

Em conformidade com a NBR 6118 (ABNT, 2014) quando ocorre da armadura longitudinal de tração ser definida pelo equilíbrio de esforços na seção normal ao eixo do elemento estrutural, pode-se trocar as ações produzidas pela fissuração oblíqua pelo

deslocamento do diagrama de momentos fletores (a_1) paralelo ao eixo da peça, representado pela Equação 2.81:

$$a_1 = d * \left(\frac{V_{sd,max}}{2 * (V_{sd,max} - V_c)} \right) * (1 + \cot \alpha) - \cot \alpha \leq d \quad (2.81)$$

Onde:

- $a_1 = d$ para $[V_{sd,max}] \leq [V_c]$;
- $a_1 = 0,5 * d$, no caso geral;
- $a_1 = 0,2 * d$, para estribos inclinados a 45° .

p) Ancoragem nos apoios

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) os esforços solicitados de tração junto aos apoios de vigas devem ser resistidos pelas armaduras longitudinais que atendam a mais severa das seguintes condições:

- As armaduras definidas por meio do dimensionamento da seção, para momentos positivos;
- Em apoios extremos, para assegurar a ancoragem da diagonal de compressão, armaduras adequadas para suportar à uma força de tração (R_{st}) expressa pela Equação 2.82:

$$R_{st} = \frac{a_1}{d} * V_d + N_d \quad (2.82)$$

Onde:

- V_d = força cortante que atua no apoio;
- N_d = força de tração eventualmente existente.

Ainda de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), nos apoios intermediários e extremos, uma parte da armadura de tração do vão ($A_{s,v\tilde{a}o}$), que refere-se ao máximo momento positivo do tramo, deve ser prolongada até o apoio de modo que:

- $A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{3}$, se o momento no apoio (M_{apoio}) for nulo ou negativo de valor absoluto $\leq 0,5 * M_{v\tilde{a}o}$
- $A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{4}$, se o momento no apoio (M_{apoio}) for negativo ou de valor absoluto $> 0,5 * M_{v\tilde{a}o}$.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que para os casos de apoios extremos com momentos nulos ou negativos, as barras dessas armaduras deverão ser ancoradas a partir da face do apoio, com comprimentos iguais ou superiores ao maior dos seguintes valores:

- $L_{b,nec}$;
- $(r + 5,5 * \emptyset)$, em que r é o raio de curvatura interno do gancho e \emptyset o diâmetro da barra;
- 60 mm.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), nos apoios intermediários o comprimento de ancoragem pode ser igual a $10\emptyset$ contanto que não exista probabilidade de acontecer momentos positivos, causados por recalques ou vento. Quando existir essa possibilidade, as barras deverão ser contínuas ou emendadas sobre o apoio.

2.5.4 Pilares

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) os pilares de concreto armado são elementos estruturais que recebem as cargas das vigas e transmite para as fundações, onde durante essa transferência são submetidos à flexão oblíqua. Os pilares podem apresentar esforços distintos segundo a sua posição na estrutura, sendo classificados em:

- 1) Pilares intermediários: são aqueles posicionados no interior da edificação. As vigas e lajes que se apoiam sobre estes dispõem de continuidade nas duas direções. É analisado apenas o carregamento vertical que atua nas vigas. Adota-se que as reações sejam centradas e que os momentos fletores transmitidos a ele sejam pequenos. Os pilares intermediários, em princípio, estão sujeitos a compressão simples, ou seja, não apresentam excentricidade inicial;
- 2) Pilares de borda: correspondem ao apoio extremo de uma viga, gerando uma excentricidade inicial em uma direção, ou seja, as solicitações iniciais correspondem à flexão composta normal. Para seção retangular ou quadrada, a excentricidade inicial acontece na direção perpendicular à borda;
- 3) Pilares de canto: são aqueles posicionados no apoio extremo de duas vigas, estando sujeitos a flexão oblíqua. As excentricidades iniciais acontecem nas direções das bordas.
 - a) Dimensões mínimas.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a seção transversal de pilares independentemente de sua forma, não pode ter dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais, se aceita adotar

dimensões entre 14 cm e 19 cm, desde que o esforço solicitante de cálculo seja majorado por um coeficiente adicional (γ_n) que muda de acordo com a menor dimensão da seção, dado pela Tabela 14.

Tabela 14 - Valores de coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.

b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Onde:

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

b é a menor dimensão da seção transversal do pilar em cm.

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

Nota: a) O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nos pilares e pilares-parede, quando do seu dimensionamento.

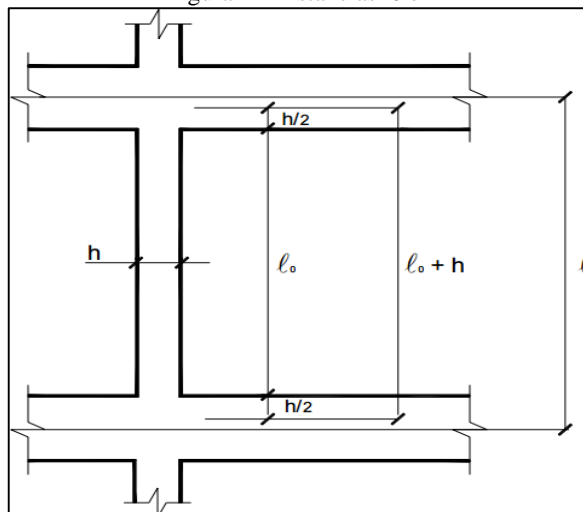
Conforme a NBR 6118 (ABNT,2014), não são permitidos pilares com seção transversal de área menor que 360 cm², e a maior dimensão da seção dos pilares não deve ultrapassar em cinco vezes a sua menor dimensão. Caso esta circunstância não seja atendida, o elemento estrutural deve ser dimensionado como pilar-parede

b) Comprimento equivalente

De acordo com a NBR 6118 (ABNT,2014), o comprimento equivalente do pilar quando vinculado em ambas as extremidades, é o menor dos seguintes valores (Equação 2.83):

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (2.83)$$

As distâncias l_0 e l podem ser definidas observando a Figura 4:

Figura 4 - Distancias l_0 e I 

Fonte: (SCADELAI E PINHEIRO, 2003).

Onde:

- l_0 - Distância entre as faces dos elementos estruturais que vinculam o pilar;
- I - Distância entre eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado;
- h - Altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

c) Pré-dimensionamento

As especificações da NBR 6118 (ABNT, 2014), estabelece para o pré-dimensionamento dos pilares, que é possível considerar os mesmos com carga suposta centrada, submetidos à compressão simples com carga $N_d = \alpha N_k$, em que α leva em conta as excentricidades acidentais e de segunda ordem, onde:

- $\alpha = 1,8$ para pilares intermediários
- $\alpha = 2,0$ a $2,2$ para pilares de borda
- $\alpha = 2,2$ a $2,5$ para pilares de canto

A Equação 2.84 para o pré-dimensionamento é dada a seguir:

$$A_{c,ideal} = \frac{N_d^*}{0,85 * f_{cd} * (1 - \rho) + \rho * \sigma_s} \quad (2.84)$$

Sendo que:

- ρ (Taxa ideal de armadura) = $\rho = \frac{A_s}{A_c}$ ($1,5\% \leq \rho_{med} \leq 2,0\%$).

d) Índice de esbeltez

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) os pilares são classificados conforme seu índice de esbeltez, como:

- Pilares curtos ($\lambda < \lambda_1$): os efeitos de 2ª ordem podem ser ignorados, dado que o índice de referência é superior ao índice de esbeltez;
- Pilares medianamente esbeltos ($\lambda_1 \leq \lambda \leq 90$): os efeitos de 2ª ordem podem ser adotados determinando-se métodos aproximados como o método do pilar-padrão com rigidez aproximada ou com curvatura;
- Pilares esbeltos ($90 < \lambda \leq 140$): os efeitos de 2ª ordem podem ser analisados com o processo do pilar-padrão utilizando diagramas M, N, l/r para a curvatura crítica. O efeito da fluência deve ser empregado;
- Pilares muito esbeltos ($140 \leq \lambda \leq 200$): os efeitos de 2ª ordem devem ser determinados pelo método geral, considerando o efeito da fluência.

O índice de esbeltez é calculado da seguinte maneira (Equação 2.85):

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (2.85)$$

Onde:

- $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ → raio de giração do pilar.

Esbeltez limite (Equação 2.86):

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \rightarrow 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (2.86)$$

Onde:

- e_1 é a excentricidade de primeira ordem;
- α_b é o coeficiente dado conforme a vinculação e o carregamento atuante.

O valor de α_b é obtido através da Tabela 15:

Tabela 15 - Determinação de "α" "b"

Situação	Valor de α _b
Para pilares biapoiados sem cargas transversais	$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \times M_c/M_a \geq 0,85$ Sendo: $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,85$
	Sendo: $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4$
Para pilares biapoiados com cargas transversais significativas, ao longo da altura	$\alpha_b = 1,0$
Para pilares em balanço	$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \times M_c/M_a \geq 0,85$ Sendo: $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,85$
Para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo	$\alpha_b = 1,0$

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

A NBR 6118 (ABNT,2014) recomenda que os projetos não tenham pilares com índice de esbeltez maior que 200.

e) Momento mínimo (Equação 2.87)

$$M_{1d,min} = N_d * (0,015 + 0,03 * h) \quad (2.87)$$

- N_d corresponde ao esforço normal de calculo

Como prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2014), quando houver necessidade do cálculo dos efeitos de 2ª ordem, e se o momento mínimo for maior que o momento de 1ª ordem, o momento mínimo deve ser acrescentado aos momentos de 2ª ordem.

f) Efeitos de segunda ordem

A NBR 6118 (ABNT, 2014), estabelece que para a condição dos pilares com índice de esbeltez menor que 90 e com simetria na armadura, os efeitos de segunda ordem locais podem ser determinados pelos métodos aproximados. Sendo utilizado neste trabalho o Método do Pilar-Padrão com curvatura aproximada, considerando a curvatura da seção crítica. A superposição dos efeitos de 1ª e 2ª ordem resulta em um momento total máximo no pilar (Equação 2.88):

$$m_{d,total} = \alpha_b * M_{1d,a} + N_d * \frac{l_e^2}{10} * \frac{1}{r} \geq M_{1d,a} \quad (2.88)$$

Onde:

- $\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h*(v+0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$: curvatura da seção crítica
- $v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}}$: força normal adimensional
- M_{1da} : maior momento de primeira ordem ao longo do pilar

g) Dimensionamento da armadura longitudinal

Segundo a NBR 6118 (ABNT,2014), o cálculo da armadura longitudinal pode ser realizado por meio de ábacos, onde esses estabelecem coeficientes adimensionais (ω) em relação à disposição das barras longitudinais, das dimensões da seção e dos esforços atuantes, representados pelos coeficientes adimensionais μ_d e ν_d

De acordo com a NBR 6118 (ABNT,2014), os cálculos para determinação dos coeficientes μ_d para utilização dos ábacos é dado pela Equação 2.89:

$$\mu_d = \frac{M_d}{A_{seção} * h * f_{cd}} \quad (2.89)$$

Tirando os coeficientes ω do ábaco, a área de aço é calculada por (Equação 2.90):

$$A_s = \omega * A_{seção} * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right) \quad (2.90)$$

h) Armadura longitudinal mínima definida pela Equação 2.91;

$$A_{s,mín} = 0,15 * \left(\frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 * A_c \quad (2.91)$$

De acordo com a NBR 6118 (ABNT,2014), além da área mínima, outro fator que a norma estabelece no item 18.4.2.1 é de que as barras não devem ser de diâmetro menor que 10 milímetros.

i) Armadura longitudinal máxima definida pela Equação 2.92;

$$A_{s,máx} = 0,08 * A_c \quad (2.92)$$

Conforme a NBR 6118 (ABNT,2014), este valor também deve atender às regiões de emenda, a NBR 6118 (ABNT,2014) ainda determina no item 18.4.2.1 que o diâmetro das barras não deve ser maior que 1/8 da menor dimensão transversal.

Conforme a NBR 6118 (ABNT,2014), para os espaçamentos e determinado os valores de S_{\max} e S_{\min} de acordo com as seguintes considerações destacadas nas Equações 2.93 e 2.94, respectivamente:

$$S_{\max} \leq \begin{cases} 2 \text{ vezes a menor dimensão} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.93)$$

$$S_{\min} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \Phi \\ 1,2 * \Phi_{\text{máximo do agregado}} \end{cases} \quad (2.94)$$

j) Dimensionamento da armadura transversal

A NBR 6118 (ABNT,2014) determina que os diâmetros dos estribos e espaçamento longitudinal nos pilares não podem ser menores que os valores informados nas Equações 2.95 e 2.96:

$$\Phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\Phi_l}{4} \end{cases} \quad (2.95)$$

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão (b)} \\ 12 * \Phi_{\text{barra}} \end{cases} \quad (2.96)$$

3 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3.1 Definições gerais

3.1.2 Incêndio

O Incêndio é uma ação descontrolada do fogo, e tem despertado o interesse de várias pessoas que buscam sempre o entender. Na engenharia civil a importância deste fato está diretamente ligada à segurança da estrutura, por isso temos vários estudos relacionados a este tema.

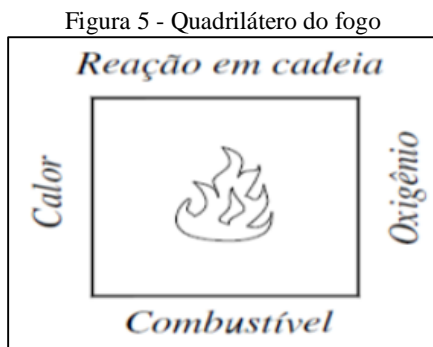
Carvalho (2018), realizou um estudo diretamente ligado a verificação e dimensionamento de pilares de concreto armado, onde o mesmo teve resultados que na maioria dos casos os pilares dimensionados de acordo com a NBR 6118:2014 foram aprovados nas verificações de incêndio.

Scarabello (2006) foi outro autor que buscou respostas sobre o incêndio em estruturas de concreto armado. Foi realizado um estudo de análises de risco das estruturas de concreto armado em situação de incêndio e um fato muito interessante é que nas análises pôde-se observar que o aumento da relação água-cimento trouxe grande perda de resistência quanto ao incêndio.

3.1.2.1 Fogo

Com o acréscimo simultâneo de calor e luz, resultado da combustão dos materiais inflamáveis, nomeia-se de fogo, que é o exemplo mais comum de oxirredução (oxidação). Acontece quando um material qualquer entra em combustão, ele reage com o oxigênio do ar (comburente), e nessa reação exotérmica ocorre oxirredução (CALDAS, 2008).

A combustão é uma reação que ocorre em cadeia, e após o começo é mantida com parte do calor produzido. Para que haja a ocorrência da combustão, é necessário a constante presença de 3 elementos: o combustível, o calor e o oxigênio. Caso algum desses elementos seja removido, o fogo é extinto. Isso é representado no quadrilátero do fogo (Figura 5) (CALDAS, 2008).



Fonte: (CALDAS,2008)

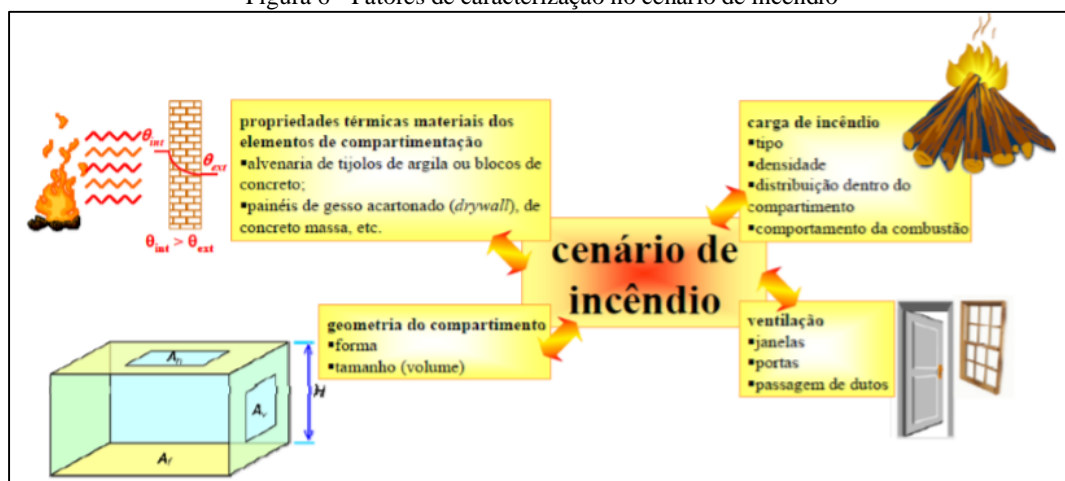
O entendimento desse comportamento é a principal ideia básica de vários dispositivos e formas de combate a incêndio, como exemplo o uso da água; seu efeito é de resfriar o ambiente, impedindo a reação entre o combustível e o oxigênio (CALDAS, 2008).

O cenário de incêndio é influenciado pelos fatores de carga de incêndio, geometria do compartimento, ventilação, propriedades térmicas dos materiais que compõem os elementos de compartimentação representados na Figura 6 (COSTA, 2008).

Os fatores de carga de incêndio são as características do material combustível presente no compartimento. A geometria do compartimento é as características do ambiente delimitado por paredes, pisos, etc. que limitam a propagação do sinistro para as vizinhanças. A ventilação é caracterizada pelas aberturas do ambiente, como portas e janelas. (COSTA,2008)

As propriedades térmicas dos materiais que constituem os elementos de compartimentação, são consideradas na determinação dos cenários de incêndio, pois a resposta térmica do material influencia na gravidade do incêndio, bem como na segurança do edifício, uma vez que os elementos de compartimentação tem como função confinar o incêndio em seu local de origem (COSTA,2008).

Figura 6 - Fatores de caracterização no cenário de incêndio



Fonte: (COSTA,2008)

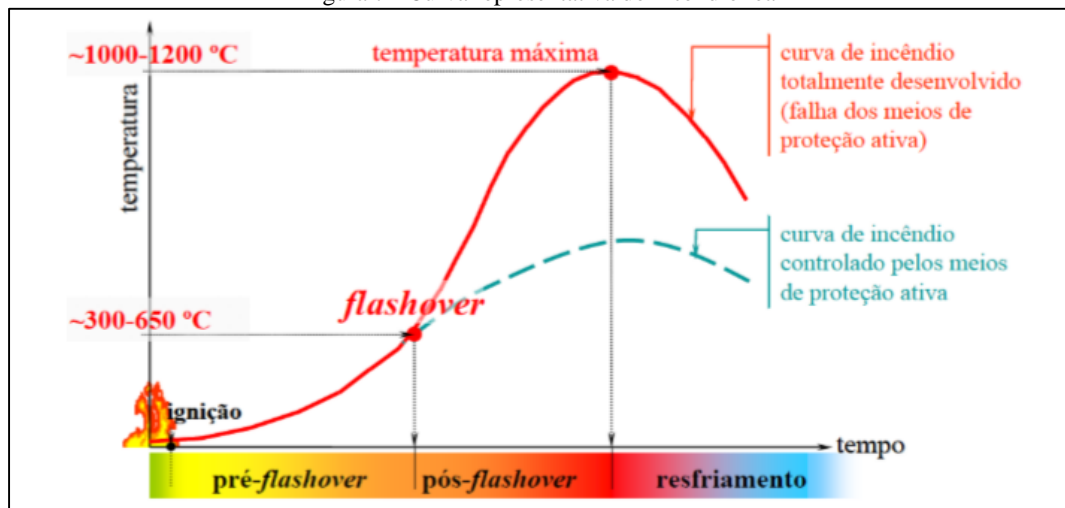
3.1.2.2 Incêndio natural

O incêndio natural ou real é caracterizado pelas informações sobre tempo e temperatura, e possui dois ramos, um ascendente que significa o aumento da temperatura e o outro descendente que representa o resfriamento do ambiente. (COSTA,2008).

A elevação e a queda da temperatura em um incêndio é dividida em 3 fases que são conhecidas como ignição, flashover e fase de resfriamento, as temperaturas para cada fase variam de acordo com o incêndio. (COSTA,2008)

- 1) Ignição: Estágio inicial, acontece o aquecimento no início da inflamação, com o crescimento gradual da temperatura, quase sem influência nas características dos elementos e também sem risco a vida humana e ao de colapso estrutural. (COSTA, 2008)
- 2) Flashover: Pode ser distribuído em 3 fases, pré-flashover, flashover e pós-flashover, que se caracterizam respectivamente em; aceleração no aumento da temperatura com incêndio localizado, incêndio em todo compartimento com a situação incontrolável e no último estágio com todo material de combustível em chamas. (COSTA, 2008)
- 3) Resfriamento: e a fase que acontece o resfriamento gradual da temperatura, após toda a combustão do material. (COSTA, 2008)

Figura 7 - Curva representativa do incêndio real



Fonte: (COSTA, 2008)

“A curva é traçada a partir da resolução de uma equação diferencial que representa o equilíbrio térmico do ambiente. Basicamente, a quantidade de gases quentes liberados no processo da combustão deve ser igual ao fluxo de calor que sai pelas janelas, portas, ou até mesmo que atravessa os elementos estruturais, tais como as paredes e as lajes.” (REINA, 2010, p.05)

3.1.2.3 Incêndio padrão

O incêndio real varia de um ambiente para o outro, pois é influenciado pelo cenário do local. Para facilitar os procedimentos de ensaios e projeto de estruturas, o incêndio foi padronizado por curvas nominais (COSTA, 2008)

De acordo com a NBR 14432 (ABNT, 2001) o incêndio padrão é a elevação padronizada de temperatura em função do tempo, que pode ser calculada pela Equação 3.1:

$$t = t_0 + 345 * \log (8 * t + 1) \quad (3.1)$$

3.1.3 Tempo de resistência requerido do fogo

De acordo com a NBR 14432 (ABNT, 2001) o TRRF se refere ao tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio padrão. Esse tempo de resistência consiste na propriedade do elemento estrutural resistir à ação das elevadas temperaturas por um período de tempo, sem correr riscos de colapsos estruturais, mantendo também a estanqueidade e isolamento.

Na NBR 14432 (ABNT,2001), são descritos os procedimentos de projeto. A definição do TRRF tem como base critérios gerais como o tipo e altura da edificação, como mostra a Tabela 16 que se encontra na NBR 14432 (ABNT, 2001) de TRRF em minutos, que estão diretamente associados à carga de incêndio, e às consequências da exposição às altas temperaturas.

Vale ressaltar que apesar da consideração de critérios gerais, fatores importantes como a ventilação e as propriedades dos materiais que compõem o compartimento, não são considerados (CALDAS, 2008).

Os valores de TRRF apresentados na Tabela 16 podem ser reduzidos em até 30 minutos nas edificações com características favoráveis à segurança contra incêndio (SILVA, 2012).

Tabela 16 - Tempo resistência requerido ao fogo, em minutos.

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do subsolo			Altura da edificação			
			Classe S ₂ H _s < 10 m	Classe S ₁ H _s ≤ 10 m	Classe P ₁ H ≤ 6 m	Classe P ₂ 6 m > H ≤ 12 m	Classe P ₃ 12 m > H ≤ 23 m	Classe P ₄ 23 m > H ≤ 30 m	Classe P ₅ H > 30 m
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	Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
J	Depósito	J-1	90	60 (30)	30	30	60	30	60
		J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

Fonte: (ABNT NBR 14432, 2001)

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), o valor de TRRF pode ser substituído pelo valor de t_e , determinado pela Equação 3.2, caso o $\text{TRRF} - 30 \text{ min} < t_e < \text{TRRF}$.

$$t_e = 0,07 * q_{fi} * \gamma_n * \gamma_s * W \quad (3.2)$$

De acordo com NBR 15200 (ABNT,2012), em outras condições, o TRRF poderá ser substituído por $\text{TRRF} - 30 \text{ min}$, sendo de no mínimo 15 minutos, se no caso o $t_e < \text{TRRF} - 30 \text{ min}$. Já quando $t_e > \text{TRRF}$ deve ser adotado TRRF sem redução.

W e o fator de consideração da ventilação e da altura do compartimento na Equação 3.2 calculado pela Equação 3.3. (ABNT NBR 15200, 2012)

$$w = \left(\frac{6}{h}\right)^{0,3} * \left\{ 0,62 + 90 * \left(0,4 - \frac{A_v}{A_f}\right)^4 \right\} \geq 0,5 \text{ para } \frac{A_v}{A_f} \leq 0,30 \quad (3.3)$$

Onde:

- A_v : área de ventilação vertical;
- A_f : área do piso do compartimento;
- H : altura do compartimento em metros.
- Para $A_v/A_f > 0,30$, deve ser adotado $A_v/A_f = 0,30$. Em qualquer caso, $A_v/A_f \geq 0,025$.

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), ainda na equação 3.2 $q_{fi} * \gamma_n * \gamma_s$ – deve ser maior ou igual que 300 MJ/m^2 . onde q_{fi} e o valor característico da carga de incêndio em MJ/m^2 ; encontrado na Tabela 1 do Anexo A, presente na NBR 14432 (ABNT, 2001).

O coeficiente γ_n e um fator ponderação determinado pela Equação 3.4 a seguir:

$$\gamma_n = \gamma_{n1} * \gamma_{n2} * \gamma_{n3} \quad (3.4)$$

Conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012), os valores de γ_{n1} , γ_{n2} e γ_{n3} , presentes na equação são encontrados na Tabela 17, na ausência de algum meio de proteção, indicado na tabela, adotar γ_n igual a 1.

Tabela 17 - Valores de ponderação das medidas contra incêndio (γ_n)		
Existência de chuveiros automáticos	Brigada Contra Incêndio	Existência de detecção automática
γ_{n1}	γ_{n2}	γ_{n3}
0,60	0,90	0,9

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012)

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), o fator γ_s e um fator de ponderação definido pela Equação 3.5:

$$\gamma_s = \gamma_{s1} * \gamma_{s2} \quad (3.5)$$

Onde:

γ_{s1} e um fator de segurança determinado pela seguinte Equação 3.6:

$$\gamma_{s1} = 1 + \frac{A_f * (H + 3)}{10^5} ; 1 \leq \gamma_{s1} \leq 3 \quad (3.6)$$

Onde:

- A_f : Área do piso do compartimento
- H : altura do piso habitável mais elevado da edificação.

γ_{s2} depende do risco de ativação do incêndio definido pela Tabela 18:

Tabela 18 - Valores de γ_{s2} .

γ_{s2}	Risco	Exemplos de ocupação
0,85	Pequeno	Escola, galeria de arte, parque aquático, igreja, museu.
1,0	Normal	Biblioteca, cinema, correio, consultório médico, escritório, farmácia, frigorífico, hotel, livraria, hospital, laboratório fotográfico, indústria de papel, oficina elétrica ou mecânica, residência, restaurante, supermercado, teatro, depósitos (produtos farmacêuticos, bebidas alcoólicas, venda de acessórios de automóveis) e depósitos em geral.
1,2	Médio	Montagem de automóveis, hangar, indústria mecânica.
1,5	Alto	Laboratório químico, oficina de pintura de automóveis.

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

Há algumas limitações para estes valores de acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012) que são;

- o tempo determinado por meio do método apresentado neste Anexo A não pode ser inferior ao determinado pela ABNT NBR 14432:2000, Tabela A.1, reduzido de 30 min
- o tempo determinado por meio do método apresentado neste Anexo A não pode ser inferior a 15 min;

Apesar de o TRRF ser estabelecido sob a forma de tempo, ele é apenas um parâmetro para projeto. Não tem relação com o tempo de duração de um incêndio, tempo de desocupação ou tempo-resposta do Corpo de Bombeiros. O que interessa é a combinação “TRRF + curva-padrão” que, minimizam adequadamente a probabilidade de colapso estrutural durante a vida útil da edificação (SILVA, 2012).

3.1.4 Tempo de resistência do fogo (TRF)

De acordo com Albuquerque (2012), enquanto o TRRF é o tempo de resistência mínimo que um certo elemento deve resistir quando submetido a ação do incêndio padrão, o TRF representa seu tempo de resistência máximo nesse tipo de situação, assim $TRF \leq TRRF$.

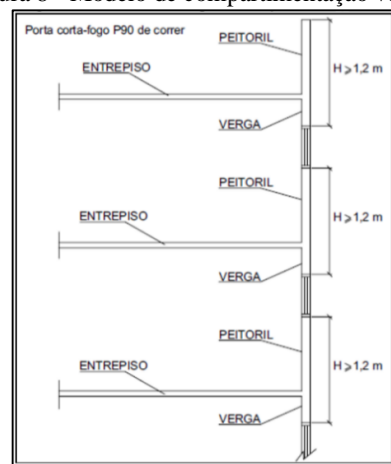
3.1.5 Compartimentação

De acordo com Silva (2012), um dos principais meios de segurança contra incêndio é a compartimentação, ela evita que o incêndio iniciado em um determinado ponto se propague para outros compartimentos do edifício.

Compartimento é a edificação ou parte dela, compreendendo um ou mais cômodos, espaços ou pavimentos, construídos para evitar a propagação do incêndio de dentro para fora de seus limites, incluindo a propagação entre edificações vizinhas. Ela pode ser vertical ou horizontal (SILVA, 2012).

A compartimentação vertical é a que impede a propagação vertical dos gases ou do calor, e inclui lajes com espessura mínima a respeitar isolamento e estanqueidade, parapeitos ou marquises de fachada, portas corta fogo e firestops (selagem) para vedar toda e qualquer ligação vertical entre os pavimentos. Na Figura 8 são apresentados alguns modelos de compartimentação vertical. Como listado no Anexo B a compartimentação vertical é exigida para edifícios residenciais, de escritórios ou hotéis e demais ocupações, com alturas superiores a 12 metros, exceto para hospitais em que a altura mínima é de 6 metros. Neste mesmo anexo estão algumas alternativas para esta compartimentação (SILVA, 2012).

Figura 8 - Modelo de compartimentação vertical

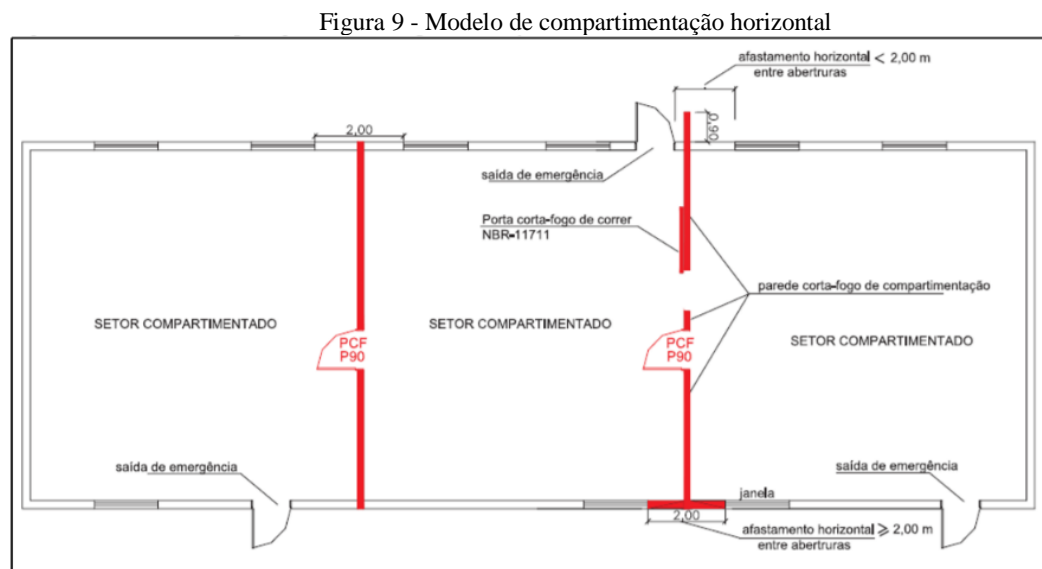


Fonte: (SILVA, 2012)

Em casos necessários, a compartimentação vertical pode ser permitida em interligações de no máximo três pavimentos consecutivos (nos pisos acima do térreo), através de átrios, escadas, rampas de circulação ou escadas rolantes, atendendo a situação de que o somatório de

áreas desses pavimentos não ultrapasse os valores estabelecidos para a compartimentação de áreas, presentes no Anexo C . A compartimentação horizontal também deve seguir essas áreas expressas no Anexo C (SILVA, 2012).

A compartimentação horizontal é a que impede a propagação horizontal e inclui paredes com características de materiais e espessuras de maneira a respeitar o isolamento e estanqueidade, porta corta fogo, distância mínima entre aberturas de compartimentos e firestops para vedar toda e qualquer ligação horizontal entre os compartimentos do mesmo pavimento. Na Figura 9 está representado alguns modelos da compartimentação horizontal. Como listado no Anexo D, a compartimentação horizontal pode ser substituída pela inclusão de chuveiros automáticos ou detecção, em função da altura da edificação (SILVA, 2012).



Fonte: (SILVA, 2012)

3.2 Normas técnicas

Para regulamentação dos projetos, execução e controle de obras e materiais, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) regulamenta os procedimentos a serem seguidos por meio de normas técnicas e específicas para cada procedimento. Para estruturas de concreto armado em situação de incêndio, as mais importantes são:

- ABNT NBR 15200:2012: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio;
- ABNT NBR 14432:2001: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento;

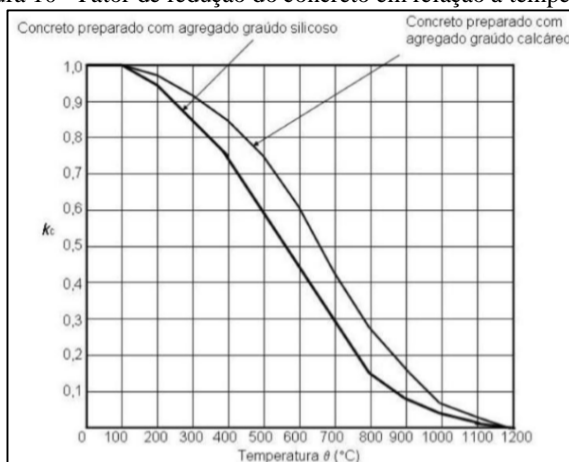
3.3 Comportamento dos materiais

3.3.1 Concreto

A alta resistência do concreto há elevadas temperaturas é uma das principais vantagens dos elementos constituídos por esse material, por mais que ele apresente uma queda de resistência, os elementos resistem a alta temperatura por um bom espaço de tempo sem atingir o seu colapso (LIMA et al., 2004).

A resistência à compressão do concreto reduz com o aumento da temperatura, como pode ser visto na Figura 10, é obtida através da Equação 3.7. (SILVA, 2012)

Figura 10 - Fator de redução do concreto em relação à temperatura



Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012)

$$f_{c,\theta} = f_{ck} * k_{c,\theta} \quad (3.7)$$

- Sendo $k_{c,\theta}$ o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ , de acordo com a Tabela 19 a seguir. (ABNT NBR 15200, 2012)

Tabela 19 - Valores da relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2 000 kg/m³ a 2 800 kg/m³) preparados com agregados predominantemente silicosos

Temperatura do Concreto °C	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$
1	2,00
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: (ABNT NBR 15200, 2012)

A fração de resistência à tração do concreto é geralmente desprezada tanto na temperatura ambiente quanto na temperatura elevada. Mas nos casos em que ela pode ser considerada, deve-se levar em conta que não há diminuição na resistência convencional de escoamento à tração até 100°C e, além dessa temperatura, $k_{ct} = 1 - (\theta - 100)/500$, para $\theta \leq 600^\circ\text{C}$, onde $k_{ct} = f_{ct,\theta}/f_{ct}$ sendo $f_{ct,\theta}$ e f_{ct} os valores da resistência convencional ao escoamento na tração do concreto à temperatura elevada e à temperatura ambiente, respectivamente (SILVA, 2012).

3.3.1.1 Lascamento explosivo (spalling) do concreto

O fenômeno físico do spalling (ou lascamento explosivo) é definido pela brusca ruptura da camada superficial do concreto quando submetido a temperaturas elevadas. Isso ocorre quando há um aumento da pressão nos poros do material, devido à dificuldade de passagem do vapor quando ele é aquecido, e intensifica-se quanto maior for a compacidade do concreto (PRUDÊNCIO JR. et al., 2013).

O concreto endurecido é um material incombustível, de baixa condutividade térmica e não libera gases tóxicos quando exposto ao calor. A partir disso, o concreto reage ao calor por meio de fissuração excessiva, aumento de porosidade e lascamentos (“spalling”). A fissuração excessiva e o aumento de porosidade são considerados uma reação da microestrutura do concreto ao calor, devido à heterogeneidade do material (COSTA e SILVA, 2006).

O “spalling” é uma reação ao calor da macroestrutura do concreto endurecido. Pedacos de concreto da região superficial se desprendem, expondo o interior do elemento estrutural à

ação térmica. O lascamento (ou “spalling”) pode ser gradual ou assumir um caráter imprevisível, durante os primeiros minutos de incêndio (COSTA e SILVA, 2006).

3.3.2 Aço

De acordo com Costa (2008), como acontece com o concreto, a redução da resistência do aço de acordo com a temperatura elevada é determinada por meio do coeficiente redutor $k_{s,\theta}$ encontrado na Tabela 20.

Tabela 20 - Coeficientes de redução para a resistência ($k_{s,\theta}$), e o limite de elasticidade ($k_{sp,\theta}$) e o módulo de elasticidade ($k_{sE,\theta}$) do aço de armadura passiva

Temperatura do aço θ (°C)	$k_{s,\theta}$			$k_{sp,\theta}^{***}$		$k_{sE,\theta}$	
	Tração*		Compressão**	laminado a quente	trabalhado a frio	laminado a quente	trabalhado a frio
	laminado a quente	trabalhado a frio	laminado a quente ou trabalhado a frio				
20	1,00	1,00	1,00	1	1	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,81	0,9	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,78	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,02	0,04	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0	0	0	0	0	0	0

Fonte: EN (1992 apud COSTA, 2008)

Conforme Costa (2008), o valor característico da resistência em função da temperatura θ (°C) é calculado pela Equação 3.8, e o valor de cálculo pela Equação 3.9.

$$f_{yk,\theta} = k_{s,\theta} * f_{yk} \quad (3.8)$$

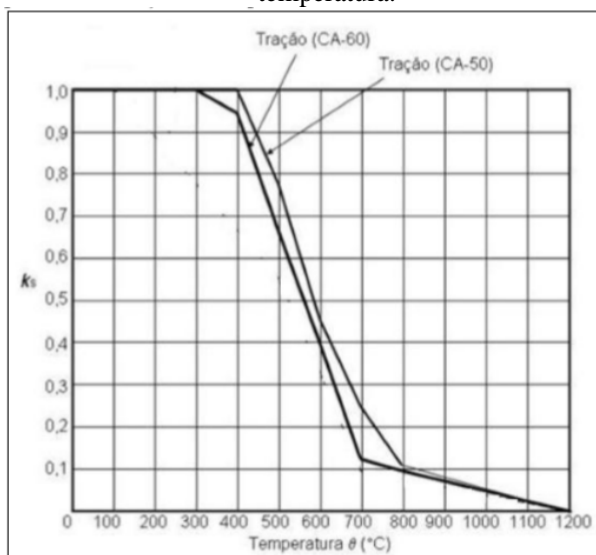
$$f_{yd,\theta} = k_{s,\theta} * \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.9)$$

Onde:

- f_{yk} é a resistência característica do aço da armadura passiva em situação normal;
- $k_{s,\theta}$ é o fator de redução da resistência do aço na temperatura θ ;
- f_{yd} é o valor de cálculo da resistência do aço;
- γ_s é o coeficiente de minoração da resistência característica do aço em situação excepcional.

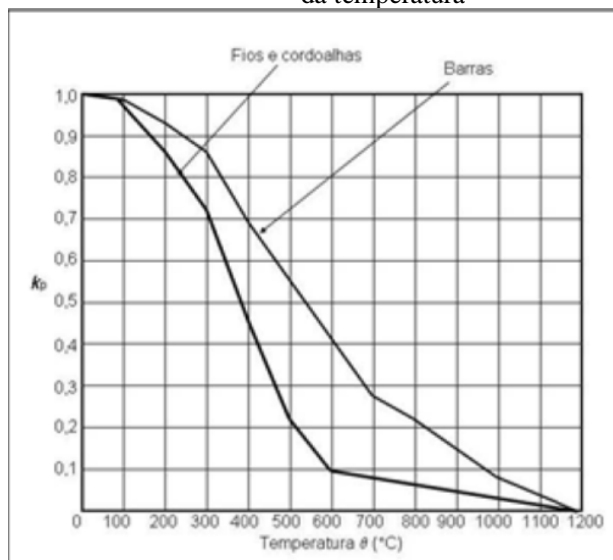
Estes valores estão representados nas Figuras 11 e 12.

Figura 11 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.



Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012)

Figura 12 - Redução da resistência do aço de armadura ativa em função da temperatura



Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012)

O aço atinge o nível de escoamento em situação de incêndio para $\varepsilon_{y,0} = 2\%$. Os valores que condizem ao CA-50 (curva Figura 11), são os redutores de resistência convencional ao escoamento, para $\varepsilon_{y,0} \geq 2\%$ (SILVA, 2012).

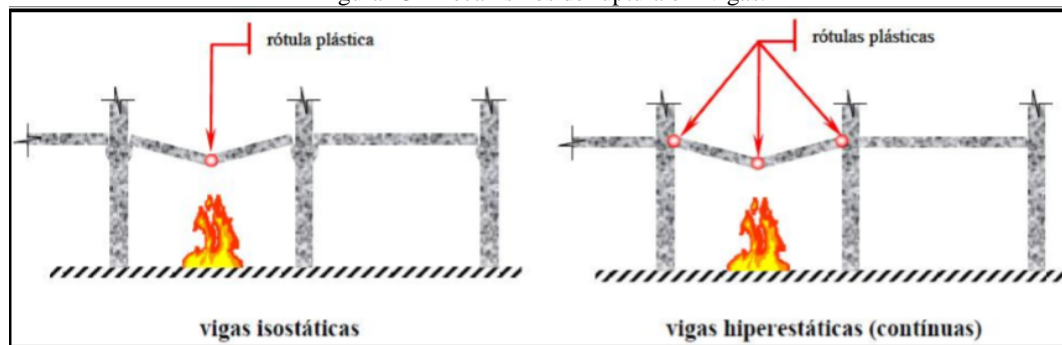
3.4 Desempenho da estrutura sob altas temperaturas

3.4.1 Flexão simples

Nas edificações de concreto armado, os elementos estruturais sujeitos à flexão simples são as vigas e as lajes, sendo elas hiperestáticas ou isostáticas (BASTOS, 2006).

Os elementos isostáticos sofrem mais com a ação térmica que os elementos hiperestáticos, pois não possuem a capacidade de redistribuir os esforços e a formação de apenas uma rótula plástica é suficiente para entrar em colapso (Figura 13). Diferente dos elementos hiperestáticos que precisam de mecanismos de ruptura em mais de uma seção para que entrem em colapso, pois a distribuição de forças internas é determinada pelo equilíbrio e condições de compatibilidade (COSTA, 2008).

Figura 13 -Mecanismos de ruptura em vigas.



Fonte: (BUCHANAN, 2001 apud COSTA, 2008)

Na região do concreto que se encontra comprimida, nas vigas e nas lajes isostáticas se mantém relativamente frio para o tempo de aquecimento de incêndios comuns. Dessa maneira o colapso ocorre quando acontece o aquecimento do aço na região tracionada normalmente nos pontos de solicitação máxima que geralmente se encontram no meio dos vãos (COSTA, 2008)

Por outro lado, as vigas e as lajes hiperestáticas quando aquecidas nas faces inferiores tendem a expandir e fletir, mas as ligações monolíticas do concreto armado impedem a expansão térmica e, momentos reativos contrários à flexão são desenvolvidos nos apoios,

aumentando os momentos negativos. Esses momentos adicionais aumentam até a armadura da região superior escoar. A capacidade resistente máxima só será alcançada quando todas as rótulas plásticas necessárias ao colapso se formarem sobre os apoios intermediários e no meio dos vãos (COSTA, 2008).

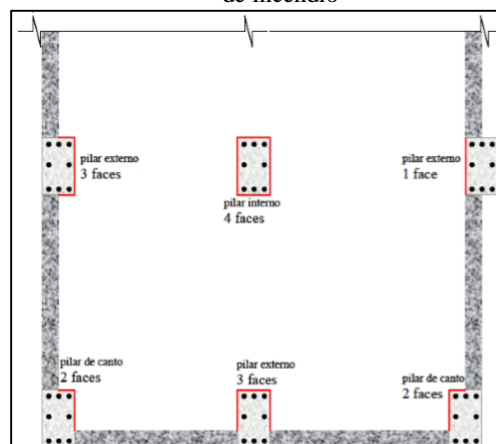
Os apoios devem conter armaduras negativas suficientes para absorver o acréscimo de momentos que ocorrem devido à redistribuição. Essa redistribuição de momentos ocorre se as seções dos apoios tiverem reserva estrutural suficiente para assegurar as rotações das seções. É recomendado aumentar em 15% o comprimento de ancoragem sobre o vão considerado e estender 20% da armadura negativa sobre todo o vão das vigas contínuas. (COSTA, 2008).

Devido à severidade da ação térmica, a redução da resistência dos materiais e da rigidez da estrutura, o que amplifica os efeitos do carregamento atuante, ocorrendo uma sobrecarga gradual. O momento de inércia à flexão e a rigidez reduzem-se até formar as articulações permanentes, chamadas rótulas plásticas. Elas são formadas pelo encurvamento permanente do elemento, restrito a uma pequena extensão, medida pelo comprimento de plastificação na região dos momentos máximos nas seções onde a curvatura do elemento é máxima (COSTA, 2008).

3.4.2 Flexão composta

Nas estruturas de concreto armado, os pilares e pilares-parede são os elementos lineares sujeitos à flexo-compressão. Em projeto de situações de incêndio, é assumido que os pilares internos ou de centro são aquecidos em todas as faces, os pilares de canto em duas faces, e os externos em um ou três faces, conforme Figura 14 (COSTA, 2008).

Figura 14 -Posição dos pilares e quantidade de faces expostas ao fogo dentro de um compartimento de incêndio



Fonte: (COSTA, 2008)

Devido ao aquecimento, há uma certa redução da rigidez e da força normal resistente, o conjunto rígido das ligações e as estruturas adjacentes mais frias produzem um efeito de engastamento, que permite reduzir o comprimento efetivo do elemento (COSTA, 2008).

A redução da rigidez aumenta a capacidade de deformação do concreto, facilita a flecha do pilar, e assim, os efeitos de 2ª ordem dessa maneira são mais relevantes na situação de incêndio comparando-se à situação normal. Como ocorre um aquecimento assimétrico nos pilares, há uma indução de dilatações térmicas diferenciais entre as faces aquecidas e não aquecidas; a restrição a estas deformações induz o aparecimento de esforços adicionais de compressão, que são atenuados pelos efeitos de fluência em altas temperaturas, das deformações térmicas transientes e da relaxação (COSTA, 2008).

Segundo (Costa, 2008), “pode ocorrer uma ruptura frágil nos pilares com elevada taxa de armadura, pois o aço aquecido perde resistência e as tensões atuantes são transferidas ao concreto que pode não ter capacidade resistente suficiente”.

3.5 Ações e segurança em estruturas submetidas a situação de incêndio.

Edifícios de desocupação fácil podem dispensar a verificação da segurança estrutural para situação de incêndio (com exceção de quando há interesse de proteção patrimonial) (SILVA, 2012). Segundo a NBR 14432 (ABNT, 2001), são as seguintes edificações:

- a) Edificações com área total menor ou igual 750 m²;
- b) Edificações com até dois pavimentos de área total menor ou igual a 1500 m², e carga de incêndio específica menor ou igual a 1000 MJ/m²;
- c) Edificações que se enquadram nas divisões F-3 (centro esportivo e de exibição), F-4 (estação e terminal de passageiro) e F-7 (construções provisórias, como circos) nas áreas de transbordos;
- d) Edificações que se enquadram nas divisões G-1 e G-2 (garagens) abertas lateralmente com estrutura em concreto armado, concreto protendido, ou em aço;
- e) Edificações que se enquadram na divisão J-1 (depósitos de baixo risco de incêndio);
- f) Edificações térreas, exceto quando:
 1. Cobertura tem função de piso;
 2. A estrutura da edificação for essencial à estabilidade de um elemento de compartimentação (critério do responsável técnico);

3. Não tiver uso industrial, com carga de incêndio específica maior que 500 MJ/m² (com exceção aos depósitos);
 4. Uso industrial, com carga de incêndio específica maior que 1200 MJ/m²;
 5. Depósitos com carga de incêndio específica maior que 2000 MJ/m². g)
- g) As edificações descritas nas subdivisões 1 2 e 3 do item anterior também estão isentas se tiverem chuveiros automáticos, área total menor ou igual a 5000 m² (com pelo menos duas fachadas de aproximação que cubram pelo menos 50% do perímetro).

De acordo com (Silva, 2012) quando se trata de situação de incêndio, as condições de segurança devem ser expressas pela Equação 3.10, quando a distribuição da temperatura acontece de forma uniforme adota-se a Equação 3.11:

$$S_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (3.10)$$

$$\theta_m \leq \theta_{cr} \quad (3.11)$$

Onde:

- $S_{d,fi}$: Valor de cálculo do esforço atuante, reduzido ao que normalmente e utilizado à temperatura ambiente;
- $R_{d,fi}$: Valor de cálculo dos esforços resistentes reduzido em função do aumento da temperatura;
- θ_m : Temperatura atuante no elemento estrutural;
- θ_{cr} : temperatura crítica, que gera o colapso estrutural.

Os esforços solicitantes ‘S’ são calculados de acordo com as ações ‘F’ que atuam sobre a estrutura, como já citado neste trabalho. E como a ação térmica tem duração muito curta e baixa probabilidade de ocorrer durante a vida útil de uma construção, $S_{d,fi}$ pode ser considerado uma combinação excepcional das ações (SILVA, 2012).

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003) é recomendável que se utilize para combinação última excepcional a Equação 3.12:

$$f_{d,i} = \sum_{i=1}^m \gamma_{g,fi,i} * f_{gi,k} + \gamma_{g,fi} * f_{q,fi} + \gamma_{q,fi} \sum_{j=1}^m \psi_2 * f_{qj,k} \quad (3.12)$$

Onde:

- $f_{d,i}$: valor de cálculo da ação na combinação excepcional;
- $f_{g,i,k}$: valor característico da ação permanente i ;
- $f_{q,fi}$: valor representativo da ação térmica (ação excepcional);
- $f_{qj,k}$: valor característico da ação variável j ;
- $\gamma_{g,fi}$: coeficiente de ponderação das ações permanentes em incêndio (Tabela 21);
- $\gamma_{q,fi}$: coeficiente de ponderação das ações variáveis em incêndio (Tabela 21);
- ψ_2 : fator de combinação utilizado para determinação dos valores reduzidos das ações variáveis (Tabela 22), a NBR 8681 (ABNT,2003) recomenda que este fator seja reduzido para $\psi_2 = 0,7 * \psi_2$.

Tabela 21 - Valores de coeficientes de ponderação das ações nas combinações excepcionais

Ações permanentes (γ_g)⁽¹⁾⁽²⁾ –			
Diretas			
Peso próprio de estruturas pré-moldadas, moldadas no local e de elementos construtivos industrializados ⁽³⁾	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco	Peso próprio de elementos construtivos em geral ⁽⁴⁾ e equipamentos	Efeitos de recalque de apoio e de retração dos materiais
1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
Ações variáveis (γ_q)			
Efeito da temperatura ⁽⁵⁾	Ação do vento	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação	
1,00	1,00	1,00	

Fonte: (adaptado por SILVA, 2012, p.65, da ABNT NBR 8681,2003).

Notas: ⁽¹⁾ Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

⁽²⁾ Nas combinações excepcionais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,15 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem iguais ou superiores a 5 kN/m², ou 1,20 quando isso não ocorrer.

⁽³⁾ Exemplos de elementos construtivos industrializados: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.

⁽⁴⁾ Exemplos de elementos construtivos em geral: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contra pisos. ⁽⁵⁾ O efeito da temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado como ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

Tabela 22 - Fatores de combinação.

Cargas acidentais nos edifícios	0,7.ψ₂
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 ⁽¹⁾	0,21
Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ⁽²⁾	0,28
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,42
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0

Fonte: (adaptado por SILVA, 2012, p.65, da ABNT NBR 8681,2003).

Notas: ⁽¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.

⁽²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

3.6 Métodos de dimensionamento

De acordo com NBR 15200 (ABNT, 2012) é possível utilizar o método tabular para a verificação em situação de incêndio das lajes, vigas e pilares, ademais o método analítico para os pilares, mas não existe nenhuma restrição quanto a utilizar outras metodologias, desde que possuam embasamento teórico, nela também são apenas citados os métodos simplificados e avançados.

3.6.1 Método tabular

Conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012), ensaios mostram que em situação de incêndio, elementos feitos em concreto armado rompem normalmente em situação de flexão ou flexo-compressão, e não por cisalhamento. Por esse motivo é considerada apenas a armadura longitudinal no método tabular.

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), neste método de dimensionamento, basta atender às dimensões mínimas (que serão apresentadas no decorrer do texto), em função do tipo de elemento estrutural e do TRRF, respeitando-se as limitações indicadas.

De acordo com Silva (2012), para efeito de dimensionamento, os dados a seguir são válidos para estruturas de concreto com $f_{ck} \leq 50$ MPa e submetidas a um incêndio padrão. Não são levados em consideração eventuais efeitos de lascamentos ou restrições à deformação térmica. Os valores de c_1 (distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposto ao fogo) apresentados nas tabelas a seguir são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

3.6.2 Vigas

3.6.2.1 Vigas bi apoiadas

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012) e Silva (2012) para o dimensionamento das vigas bi apoiadas é necessário seguir a Tabela 23, onde encontram-se os valores de largura mínima para vigas bi apoiadas (b_{\min}), a distância mínima entre os eixos de armadura (centro geométrico) e também a face exposta ao fogo do concreto (c_1).

Tabela 23 - Dimensões mínimas para vigas bi apoiadas.

TRRF (min)	Combinações b_{\min}/c_1 (mm/mm)				$b_{w \min}$ (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: (ABNT NBR 15200, 2012)

Para Silva (2012) a Tabela 23, foi feita com a hipótese de vigas com aquecimento em 3 lados. Mas os valores desta tabela também podem ser usados para vigas aquecidas nos 4 lados, desde que sua altura não seja inferior a b_{\min} e a área da seção transversal da viga não seja inferior a $2 * b_{\min}$.

3.6.2.2 Vigas contínuas

Em situações de incêndio, o calor age na região inferior das vigas, o momento positivo se torna mais crítico, enquanto normalmente há reserva de segurança para o negativo. Nessa situação, também pode ocorrer a redistribuição dos momentos fletores atuantes, mas ao contrário da situação normal, ou seja, do positivo ao negativo (SILVA, 2012).

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), o dimensionamento em situação de incêndio deve ser feito através da Tabela 24 a seguir, para vigas contínuas e de pórticos.

Tabela 24 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou de pórtico.

TRRF (min)	Combinações b_{\min}/c_1 (mm/mm)				$b_{w\min}$ (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	450/35	500/30	120
180	240/60	400/50	550/50	600/40	140

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012)

De acordo com Silva (2012), os dados presentes na Tabela 24, só podem ser utilizados se o coeficiente de redistribuição de momentos à temperatura normal não ultrapassar os indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), que são estabelecidos pela Equação 3.13 para concretos com f_{ck} menor que 50 Mpa e Equação 3.14 para concretos com f_{ck} maior que 50 Mpa:

$$x/d \leq \frac{\delta - 0,44}{1,25} \quad (3.13)$$

$$x/d \leq \frac{\delta - 0,56}{1,25} \quad (3.14)$$

Onde:

- δ : coeficiente de redistribuição, que deve ser maior ou igual a 0,90 para estruturas de nós móveis, e maior ou igual a 0,75 para qualquer outro caso;
- x/d : posição da linha neutra

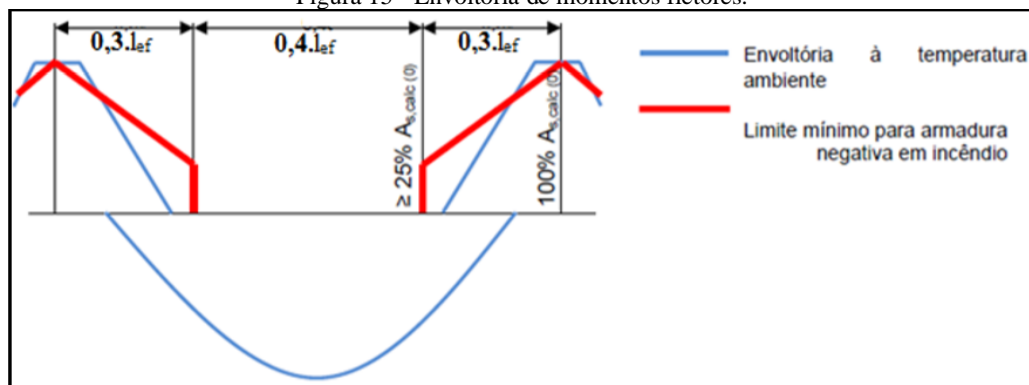
Conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012), nos casos de vigas contínuas com $TRRF \geq 90$ min, a área de armaduras negativas entre a linha de centro de apoio e $0,3 l_{ef}$ (Figura 15) deve ser maior do que os indicados pela Equação 3.15, a seguir;

$$A_{s,calc}(x) = A_{s,calc}(0) * \left(1 - \frac{2,5x}{l_{ef}}\right) \quad (3.15)$$

Onde:

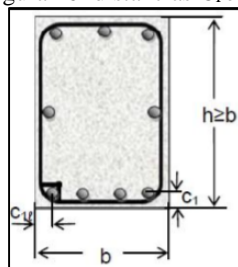
- x : distância entre a linha de centro do apoio e a seção considerada;
- $A_{s,calc}(x)$: Área mínima de armaduras negativas na seção localizada na distância “x”;
- $A_{s,calc}(0)$: Área de armaduras negativas;
- l_{ef} : comprimento efetivo do vão da viga.

Figura 15 - Envoltória de momentos fletores.



Fonte: (Silva, 2012)

Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), devido à elevação de temperatura nas bordas da face inferior das vigas, quando houver apenas uma camada de armadura e largura inferior ou igual ao b_{\min} indicado nas Tabelas 23 e 24, a distância C_{II} (Figura 16) no fundo nas vigas deve ser 10 mm maior do que o C_I dado pelas tabelas.

Figura 16 - distancias C_I e C_{II} 

Fonte: (SILVA, 2012)

Ainda de acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), para manter um mesmo cobrimento para as armaduras, tanto em relação à face inferior quanto à lateral da viga, deve-se especificar barras de canto com um diâmetro imediatamente superior ao calculado.

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012) os valores de C_I e C_{II} são determinados considerando as seguintes condições (Equação 3.16 e Equação 3.17):

$$\frac{S_{d,fi}}{S_d} = 0,7 \quad (3.16)$$

$$\frac{A_{s,cal}}{A_{s,efe}} = 1 \quad (3.17)$$

Onde:

- $S_{d,fi}$: valor solicitante de cálculo em situação de incêndio;
- S_d : valor de cálculo em temperatura ambiente;
- $A_{s,cal}$: área de aço calculada
- $A_{s,efe}$: área de aço realmente instalada.

Se caso esses valores forem menores C_I pode ser reduzido pelo ΔC_I determinado pela Equação 3.18:

$$\Delta C_I = 24,5 - 35 * \frac{S_{d,fi}}{S_d} * \frac{A_{s,cal}}{A_{s,efe}} \quad (3.18)$$

O uso dessa equação é permitido apenas quando atender às seguintes condições (Equação 3.19 e Equação 3.20):

$$0,7 \leq \frac{A_{s,cal}}{A_{s,efe}} \leq 1 \quad (3.19)$$

$$0,4 \leq \frac{S_{d,fi}}{S_d} \geq 0,7 \quad (3.20)$$

Quando estas condições não forem atendidas devem ser adotados os seguintes parâmetros (Equações 3.21 e 3.22):

$$\frac{A_{s,cal}}{A_{s,efe}} < 0,7 \quad \therefore \quad \frac{A_{s,cal}}{A_{s,efe}} = 0,7 \quad (3.21)$$

$$\frac{S_{d,fi}}{S_d} < 0,4 \quad \therefore \quad \frac{S_{d,fi}}{S_d} = 0,4 \quad (3.22)$$

Conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012), quando as barras da armadura forem dispostas em camadas, o C_{Im} (distância média à face do concreto) deve-se respeitar o valor de C_{Im} tabelado. O valor de C_{Im} deve ser sempre o menor entre os valores apresentados na Equação 3.23.

$$C_{Im} < \begin{cases} \frac{\sum C_{1vi} A_{si}}{\sum A_{si}} \\ \frac{\sum C_{1hi} A_{si}}{\sum A_{si}} \end{cases} \quad (3.23)$$

Onde:

- C_{Ivi} é a distância da barra i , de área A_{si} , ao fundo da viga;

- C_{thi} é a distância da barra i , de área A_{si} , à face lateral mais próxima.

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), na determinação do c_1 é permitido levar em consideração o revestimento, respeitando as seguintes prescrições:

- revestimentos aderentes de argamassa de cal e areia têm 67% de eficiência relativa ao concreto;
- revestimentos de argamassa de cimento e areia aderentes 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.

3.6.3 Lajes

De acordo com a NBR 15200 (ANBT, 2012) as Tabelas 25 a 30 fornecem as espessuras mínimas para lajes e capas de lajes (no caso das nervuradas) com aquecimento na face inferior e o valor de c_1 das armaduras inferiores, em função dos TRRFs.

Conforme a NBR 15200 (ANBT, 2012), os valores de h presentes nas Tabelas 25, 26, 28 e 29 são os mínimos para garantir a função corta fogo. Caso não haja exigência de compartimentação, a espessura das lajes deve ser calculada para temperatura ambiente, como na NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 25 -Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas sobre vigas

TRRF (min)	h (mm)	Armadura em duas direções ⁽¹⁾ c_1 (mm)		
		$l_y / l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y / l_x \leq 2$	Armadura numa direção $l_y / l_x > 2$
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

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012)

Notas:(1) Lajes apoiadas nas quatro bordas, caso contrário, a laje deve ser considerada como armada em direção

Tabela 26 - Dimensões mínimas para lajes contínuas sobre vigas

TRRF (min)	h (mm)	c₁ (mm)
30	60	10
60	80	10
90	100	15
120	120	20
180	150	30

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012) as Tabelas 26 e 27 são usadas seguindo as exigências das vigas contínuas, que se refere à redistribuição de momentos e prolongamento das armaduras negativas no vão dos elementos estruturais. Nos casos em que essas exigências não são cumpridas, as lajes contínuas que são dimensionadas pela Tabela 26 devem ser tratadas como simplesmente apoiadas, e dimensionadas de acordo com a Tabela 25, no mesmo caso as lajes lisas deverão ter C_1 conforme Tabela 25, mas o h deve seguir o da Tabela 27.

Tabela 27 - Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo

TRRF (min)	h (mm)	c₁ (mm)
30	150	10
60	180	15
90	200	25
120	200	35
180	200	45

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

Conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012), as Tabelas 28 e 29 são usadas para as lajes nervuradas armadas em duas direções. Para lajes nervuradas armadas em uma só direção, a Tabela 28 deve ser usada para as nervuras e a Tabela 23 para a capa.

Tabela 28 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas

TRRF (min)	Nervuras			Capa h/c₁ (mm/mm)
	Combinações de b_{min}/c₁ (mm/mm)			
	1	2	3	
30	80/15	-	-	60/10
60	100/35	120/25	190/15	80/10
90	120/45	160/45	250/30	100/15
120	160/60	190/55	300/40	120/20
180	220/75	260/70	410/60	150/30

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

Tabela 29 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas

TRRF (min)	Nervuras			Capa h/c_1 (mm/mm)
	Combinações de b_{\min}/c_1 (mm/mm)			
30	80/10	-	-	60/10
60	100/25	120/15	190/10	80/10
90	120/35	160/25	250/15	100/15
120	160/45	190/40	300/30	120/20
180	310/60	600/50	-	150/30

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

Tabela 30 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção

TRRF (min)	Nervuras	
	Combinações de b_{\min}/c_1 (mm/mm)	
	1	2
30	80/25	100/20
60	100/45	120/40
90	130/60	150/50
120	160/65	220/50
180	220/80	-

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), com exceção das lajes lisas ou cogumelo, é permitido considerar o revestimento no cálculo das espessuras mínimas das lajes, nas mesmas situações das vigas

3.6.4 Pilares

Os métodos de cálculo apresentados a seguir são para estruturas de nós fixos, mas podem ser usados também nos casos de estruturas em que os deslocamentos não lineares (segunda ordem) decorrentes do desaprumo puderem ser desconsiderados em situação de incêndio. Em qualquer caso, os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente não podem ultrapassar o limite de 30% dos respectivos esforços de primeira ordem (SILVA, 2012).

Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), na situação de pilares com apenas uma face exposta ao fogo e para os pilares paredes (a menor dimensão é menor que 1/5 da maior) as Tabelas 31 e 32, fornecem respectivamente as dimensões mínimas para a seção transversal e os valores de c_1 , em função do TRRF.

Tabela 31 -Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo

TRRF (min)	Combinações de b_{\min}/c_1 (mm/mm)
30	155/25
60	155/25
90	155/25
120	175/35
180	230/55

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012) para se utilizar a Tabela 32 e necessário o uso da Equação 3.24 a seguir:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{sd,fi}}{N_{rd}} \quad (3.24)$$

Onde:

- μ_{fi} : relação entre os esforços solicitantes de cálculo em situação de incêndio ($N_{sd,fi}$) e os esforços resistentes de cálculo à temperatura ambiente (N_{rd}).

Tabela 32 -Dimensões mínimas para pilares-parede

TRRF (min)	Combinações de b_{\min}/c_1 (mm/mm)			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	Uma face exposta 1	Duas faces expostas 2	Uma face exposta 3	Duas faces expostas 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

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), o dimensionamento de pilares retangulares ou circulares de concreto armado com mais de uma face exposta para o fogo, e utilizado as tabelas no anexo e. Para determinar o ω (taxa mecânica de armadura) e v_{fi} e utilizado as seguintes Equações 3.25 e 3.26, respectivamente:

$$\omega = \frac{(A_s * F_{yd})}{A_c * F_{cd}} \quad (3.25)$$

$$v_{fi} = \frac{N_{0sd,fi}}{0,7 * (A_c * F_{cd} + A_s * F_{yd})} \quad (3.26)$$

Onde:

- A_s : Área total da seção das barras de aço;
- A_c : Área da seção de concreto
- F_{cd} : Valor de cálculo da resistência do concreto a compressão a temperatura ambiente obtido por $\frac{F_{ck}}{\gamma_c}$, onde $\gamma_c = 1,0$.
- F_{yd} : valor de cálculo da resistência do aço à temperatura ambiente, obtido por $\frac{F_{yk}}{\gamma_s}$ onde $\gamma_s = 1,0$

Conforme NBR 15200 (ABNT, 2012), para o cálculo da excentricidade de primeira ordem em situação de incêndio utiliza-se a seguinte Equação 3.27:

$$e = \frac{m_{0sd,fi}}{N_{0sd,fi}} \quad (3.27)$$

Onde:

- $N_{0sd,fi}$: é o valor de cálculo do esforço normal de compressão de 1ª ordem em situação de incêndio, que pode ser assumido igual a 70% de N_{0sd} (valor de cálculo do esforço normal de compressão de 1ª ordem à temperatura ambiente);
- $M_{0sd,fi}$: é o valor de cálculo do momento fletor de 1ª ordem em situação de incêndio, que pode ser assumido igual a 70% de M_{0sd} (valor de cálculo de momento fletor de 1ª ordem à temperatura ambiente).

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), também é necessário a definição do índice de esbeltez em situação de incêndio calculado pela Equação 3.28:

$$\lambda_{fi} = \frac{l_{ef,fi}}{r} \quad (3.28)$$

Onde $l_{ef,fi}$ é o comprimento equivalente ao pilar em situação de incêndio, e poderá sempre ser considerado igual ao da situação normal (l_{ef}), e r e o raio de giração obtido pela Equação 3.29 a seguir, que é estabelecida pelo A_c (Área de concreto) e I (inercia da seção do concreto) (ABNT NBR 15200, 2012).

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_c}} \quad (3.29)$$

3.6.4.1 Método analítico para pilares

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), para pilares com mais de uma face exposta ao fogo, além do método tabular, pode utilizar o método analítico para a determinação do tempo de resistência ao fogo (TRF). O TRF é determinado através das Equações 3.30, 3.31, 3.32, 3.33 e 3.35, onde deve respeitar o TRRF mínimo da estrutura:

$$T_{rf} = 120 * \left(\frac{R_{\mu} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8} \quad (3.30)$$

$$R_{\mu} = 83 * [1 - \mu_{fi}] \quad (3.31)$$

$$R_a = 1,6 * [c_l - 30] \quad (3.32)$$

$$R_l = 9,6 * [5 - l_{ef,fi}] \quad (3.33)$$

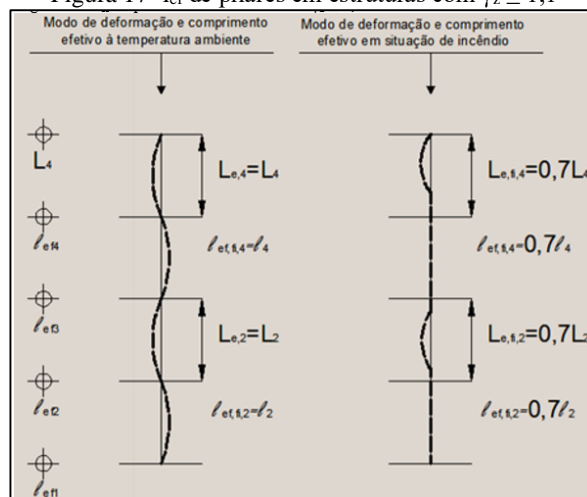
$$R_b \begin{cases} 0,09 * b' & \text{para } 190 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm} \\ 40,5 & \text{para } b' > 450 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.34)$$

$$R_n \begin{cases} 0, & \text{para quando o número de barras longitudinais igual a 4} \\ 12, & \text{para quando o número de barras longitudinais maior que 4} \end{cases} \quad (3.35)$$

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), para determinar o resultado da Equação 3.30 do TRF existem algumas limitações a serem seguidas, tais como:

- $A_s / A_c \leq 0,4$;
- $25\text{mm} \leq c_l \leq 80\text{mm}$;
- $b' \geq 190\text{mm}$
- $e \geq 0,15 * b$
- 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, podemos assumir que $l_{ef,fi} = 0,5 * l_{ef}$ e para o pavimento mais alto $l_{ef,fi} = 0,7 l_{ef}$, como na Figura 17.

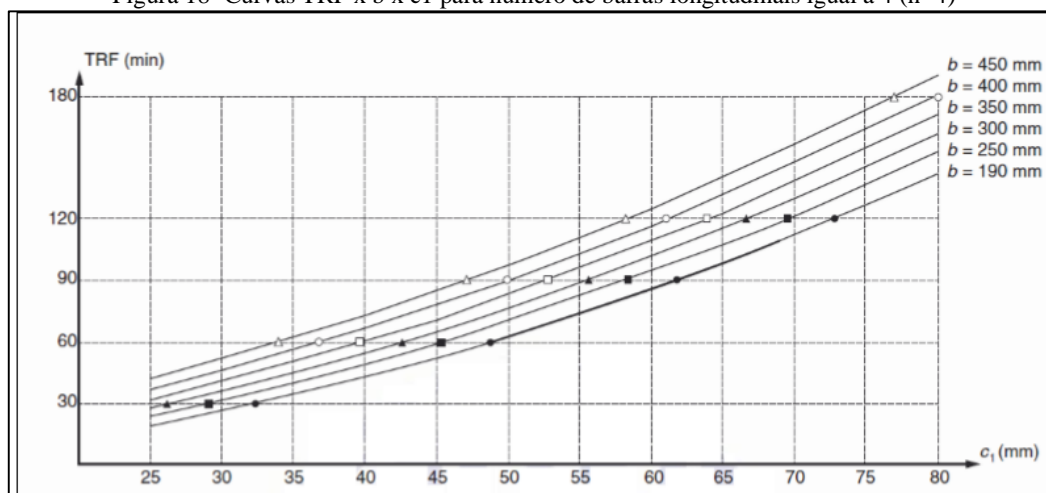
Figura 17 - l_{ef} de pilares em estruturas com $\gamma_z \leq 1,1$



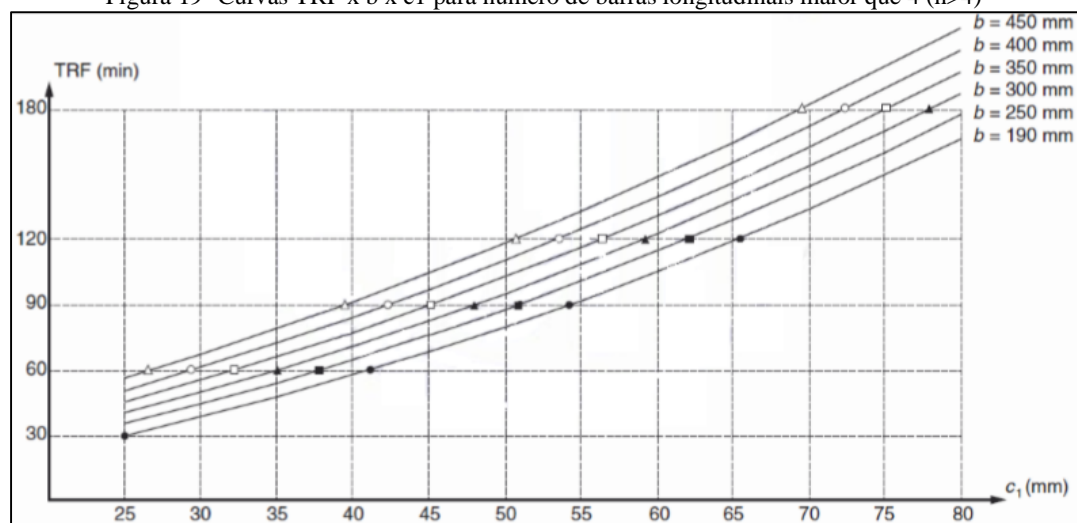
Fonte (SILVA, 2012)

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), baseando-se neste método foram desenvolvidos os gráficos apresentados nas Figuras 18 e 19, ambos presentes na NBR 15200 (ABNT, 2012).

Figura 18 -Curvas TRF x b x c₁ para número de barras longitudinais igual a 4 (n=4)



Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

Figura 19 -Curvas TRF x b x c1 para número de barras longitudinais maior que 4 ($n > 4$)

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

3.6.4.2 Métodos alternativos

A NBR 15200 (ABNT, 2012) também cita além do método tabular os métodos simplificado e avançado. Com relação ao método simplificado, as solicitações de cálculo e o cumprimento da função corta-fogo devem ser feitos de acordo com o recomendado pelo método tabular.

O esforço de resistência de cálculo em situação de incêndio deve ser calculado com base na distribuição de temperatura obtida na distribuição transversal dos elementos, considerando a exposição ao fogo conforme o TRRF. Essa distribuição de temperatura pode ser obtida na literatura técnica ou calculada em programas específicos de computador. Para a determinação dos esforços resistentes pode-se utilizar métodos que considerem a seção de concreto reduzida em situação de incêndio. Essa redução de seção é necessária para simular corretamente a redução da resistência, e pode ser encontrada na literatura. (ABNT NBR 15200, 2012).

No método avançado a combinação de ações, os esforços solicitantes de cálculo e os esforços resistentes são feitos conforme o método tabular. Tanto as distribuições de temperatura quanto as de resistência, devem ser rigorosamente calculadas considerando as não linearidades envolvidas (ABNT NBR 15200, 2012).

A determinação da distribuição e temperatura na estrutura e a verificação do isolamento térmico podem ser feitas através de programas que considerem adequadamente a distribuição de temperatura na edificação. Os programas utilizados devem ser validados, ser de uso

consagrado internacionalmente ou ser avaliados por ensaios experimentais em estruturas (ABNT NBR 15200, 2012).

3.6.5 Método gráfico para vigas

Com base no que é recomendado pela NBR 15200 (ABNT, 2012) para o método simplificado, foi desenvolvido por Albuquerque (2012), o método gráfico, no qual, segundo Silva (2012), apresenta-se como uma alternativa ao método tabular. Tal método foi elaborado a partir de análise térmica e estrutural feita com o auxílio do programa de computador sueco Super Tempcalc; no desenvolvimento desse método, Albuquerque (2012) considerou as seguintes hipóteses:

- Coeficientes de minoração das resistências iguais a 1,4 (concreto) e 1,15 (aço) para a temperatura ambiente e igual a 1,0 para ambos os materiais em situação de incêndio;
- Redutor do valor de resistência a compressão do concreto à temperatura ambiente (α) igual a 0,85 e em situação de incêndio (α_{fi}) igual a 1,0;
- Concreto f_{ck} igual a 25 MPa (podendo ser utilizado no método até 50 Mpa);
- Efeitos das deformações térmicas desprezados;
- Nenhuma deformação específica limite imposta para ambos os materiais, supondo que a verificação feita à temperatura ambiente seja suficiente, empregando-se unicamente o equilíbrio de forças na seção transversal;
- Aquecimento, conforme incêndio-padrão, nas três faces da viga.

Diante dessas hipóteses, foram desenvolvidos gráficos para diversos tipos de vigas, presentes no Anexo F no qual, para sua utilização é necessário o conhecimento da largura da viga, o C_i , os diâmetros das barras adotadas (e o número de camadas no qual estão distribuídas, e se estas são positivas ou negativas), o momento pelo qual o trecho em questão está e por fim o parâmetro μ_{fi} determinado pela Equação 3.36. (Silva, 2012)

$$\mu_{fi} = \frac{M_{sd,fi}}{M_{rd}} \quad (3.36)$$

Onde:

- $M_{sd,fi}$: Momento fletor solicitante em situação de incêndio;
- M_{rd} : momento fletor resistente à temperatura ambiente.

4. CUSTOS

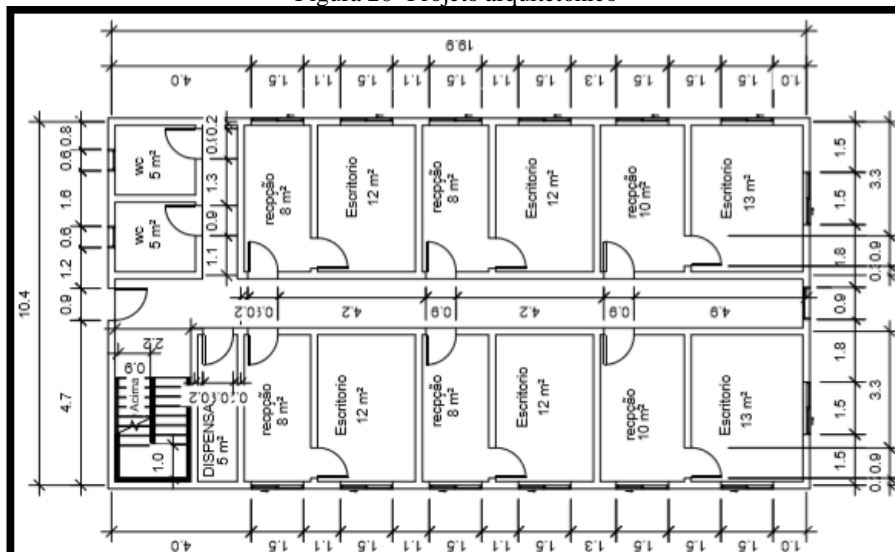
Os custos dos materiais que compõem a estrutura, como o aço, concreto e formas serão definidos de acordo com os quantitativos de projeto e o preço unitário de cada material, este preço será definido através do Sistema Nacional de Preços e Índices para a Construção Civil (SINAPI).

5. METODOLOGIA

Para adquirir o conhecimento teórico necessário do assunto em questão, foi realizado um estudo das normas regulamentadas pela associação brasileira de normas técnicas (ABNT), com ênfase nas normas NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 15200 (ABNT, 2012), juntamente com pesquisas bibliográficas de livros, artigos científicos, teses de mestrado e doutorado, que forneceram a base teórica para a fundamentação do trabalho.

Para a formulação das comparações propostas, adota-se um edifício comercial como modelo (Figura 20). O primeiro passo é o processo de dimensionamento através de softwares; dentre os disponíveis para realização do processo de dimensionamento temos o software [®]TQS, onde o mesmo utiliza-se das normas supracitadas para o processo de dimensionamento, cuja principal é a NBR 6118 (ABNT, 2014). Em seguida, as verificações quanto ao incêndio que são regulamentadas pela NBR 15200 (ABNT, 2012), para obtenção dos resultados para comparação.

Figura 20 -Projeto arquitetônico



Fonte: Autor (2020)

4.1 Caracterização da edificação.

A edificação utilizada como exemplo neste trabalho possui 6 pavimentos-tipo de 201 m² cada totalizando 1212 m², possui um pé-direito total de 21 m, considerando 3,5 m para cada pavimento tipo. A estrutura será toda de concreto armado, considerando lajes maciças. Tanto o pavimento térreo quanto o tipo são descritos por 6 escritórios com recepção, uma área de circulação, uma dispensa para armazenamento de materiais de limpeza, e dois banheiros. O grau de agressividade é estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) no Quadro 4.4, o modelo desta trabalho se encaixa na classe CAA-II, onde o cobrimento mínimo estabelecido é de 25 mm para lajes e 30 mm para pilares e vigas, com concreto de f_{ck} igual a 35 Mpa, e aço CA50 e CA60 padrões para construção civil. A edificação por ter uma área total de mais de 750 m² e mais de dois pavimentos se enquadra no grupo de edificações que são necessárias as verificações quanto ao incêndio.

4.2 Parâmetros para dimensionamento

O dimensionamento à temperatura ambiente é baseado na NBR 6118 (ABNT, 2014), para o carregamento foi considerado os valores estabelecidos na NBR 6120 (ABNT, 2019). Para o dimensionamento à situação de incêndio, o método tabular é o mais indicado, descrito na NBR 15200 (ABNT, 2012), Capítulo 3 do presente trabalho, além do método gráfico, para as vigas e o método analítico, para os pilares.

No processo considerando a situação de incêndio, as verificações são feitas identificando o TRF de cada elemento, verificando se o mesmo respeita ou não as condições de TRRF considerando várias análises usando os TRRF de 30, 60, 90 e 120 minutos, analisando em quais deles a estrutura passa, podendo analisar se a estrutura resiste a todos os TRRF citados.

Como base nestas informações determina-se os indicadores de consumo de materiais, o que possibilita a comparação dos dois processos indicando se há ou não grande variação no consumo de materiais da estrutura, nas situações de temperatura ambiente e altas temperaturas.

Os indicadores de materiais ou cargas que são usados para comparação de materiais são os seguintes:

- A) Volume de concreto (m³)
- B) Peso do aço (kg)
- C) Área de formas (m²)

D) Taxa de armadura (kg / m³) (Equação 3.37):

$$T_a = \frac{\text{consumo de aço em kg}}{\text{consumo de concreto em m}^3} \quad (3.37)$$

6 ESTUDO DE CASO

6.1 Dimensionamento Para Temperatura Ambiente

O Dimensionamento para a temperatura ambiente, foi realizado conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) e foi executado através do software [®]TQS. Os valores dos coeficientes de ponderação das ações (γ_f), ponderação da resistência do concreto (γ_c) e ponderação da resistência do aço (γ_s) foram de 1,4; 1,4 e 1,15, respectivamente. Os carregamentos utilizados foram considerados de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 2019).

6.1.1 Lajes

Foi adotada previamente uma altura para todas as lajes respeitando sempre o mínimo exigido para o dimensionamento. A altura de todas as lajes do pavimento tipo foi de 10 centímetros, maior que o exigido pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de 8 cm para lajes de piso e para o pavimento da cobertura foi adotado uma altura de 9 cm para todas as lajes. Os valores foram maiores que o mínimo devido ao k_x , pois o mesmo com os valores mínimos excedeu os limites normativos. O carregamento das lajes foi determinado através da NBR 6120 (ABNT, 2019), que determina uma carga de revestimento para lajes de piso de 1 KN/m² e uma sobrecarga para pavimentos comerciais de 2,5 KN/m². Na cobertura foram utilizados os valores de 0,5 KN/m² para revestimento, e 1,0 KN/m² de sobrecarga. Para verificação das flechas totais, os valores foram extraídos do software [®]TQS, estes valores foram os da combinação quase permanente, representados nas Tabelas 33 e 34. Com estes valores foi verificado o valor da flecha limite através da Equação 6.1:

$$a = \frac{l}{250} \quad 6.1$$

Tabela 33: Verificação das Flechas Totais Pavimento Tipo

LAJE	LX	LY	FLECHA	FLECHA LIMITE	VERIFICAÇÃO
L1	3,7	4,2	0,83	1,48	OK
L2	4,4	5,1	0,67	1,76	OK
L3	4,4	5,1	0,69	1,76	OK
L4	4,4	5,85	1,28	1,76	OK
L5	1,6	3,7	0,25	0,64	OK
L6	1,6	5,1	0,5	0,64	OK
L7	1,6	5,1	0,5	0,64	OK
L8	1,6	5,85	0,5	0,64	OK
L9	1,33	4,4	0,5	0,532	OK
L10	4,4	5,1	1,31	1,76	OK
L11	4,4	5,1	0,85	1,76	OK
L12	4,4	5,85	1,76	1,76	OK

Fonte: Autor 2020

Tabela 34: Verificação das Flechas Totais Cobertura

LAJE	LX	LY	FLECHA	FLECHA LIMITE	VERIFICAÇÃO
L1	3,7	4,2	0,58	1,48	OK
L2	4,4	5,1	0,7	1,76	OK
L3	4,4	5,1	0,6	1,76	OK
L4	4,4	5,85	1,08	1,76	OK
L5	1,6	3,7	0,45	0,64	OK
L6	1,6	5,1	0,6	0,64	OK
L7	1,6	5,1	0,55	0,64	OK
L8	1,6	5,85	0,55	0,64	OK
L9	2,37	4,4	0,5	0,948	OK
L10	1,33	4,4	0,5	0,532	OK
L11	4,4	5,1	1,16	1,76	OK
L12	4,4	5,1	0,68	1,76	OK
L13	4,4	5,85	1,66	1,76	OK

Fonte: o Autor 2020.

Está descrito no anexo G uma prancha de Detalhamento das Lajes e do quadro de ferro.

6.1.2 Vigas e Pilares.

A dimensão da base das vigas foi fixada em 20 cm enquanto a altura variou de acordo com o carregamento de cada uma delas. Para determinação dos carregamentos das vigas, foi

considerado além das cargas recebidas das lajes, a carga de alvenaria, determinada através da NBR 6120 (ABNT, 2019), que considera uma carga de 2,3 kN/m² para alvenaria de vedação com 2 cm de revestimento, multiplicando esse valor por uma altura média de 3,1 metros de alvenaria, determinou-se uma carga de 7,1 KN/m² de alvenaria para as vigas, na cobertura foi utilizado uma carga de 1,84 KN/m² de alvenaria nas vigas da extremidade devido a uma platibanda de 80 cm de altura. Os detalhamentos e o quadro de ferro das vigas estão dispostos no Anexo G.

As dimensões dos pilares foram determinadas e consideradas as mesmas para toda a altura do edifício, e os detalhamentos e o quadro de ferro estão descritos no Anexo G. Em relação ao carregamento, no dimensionamento dos pilares foi acrescida a carga de vento, considerando as situações previstas na região da cidade de Varginha-MG e a Figura 21 mostra os parâmetros considerados para o vento e a Tabela 35 apresenta os coeficientes de arrasto.

Figura 21: Parâmetros de determinação das cargas devido ao vento.

V0 - Velocidade básica	35
S1 - Fator do terreno	1.00
S2 - Categoria de rugosidade	IV
S2 - Classe da edificação	B
S3 - Fator estatístico	1.00

Fonte: O Autor 2020.

Tabela 35: Coeficientes de Arrasto.

Ângulo	C.A
90°	1,27
270°	1,27
0°	0,95
180°	0,95

Fonte: O Autor 2020.

Após este processo foi verificado o deslocamento da estrutura através do método do Y_z e os resultados são mostrados na Figura 22.

Figura 22: Parâmetro de estabilidade (γ_z)

Parâmetro de estabilidade (γ_z) para os carregamentos simples de vento									
Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	γ_z	α	Obs
5	90.0	1603.1	16.4	27.6	360.7	39.4	1.061	0.533	
6	270.0	1603.1	16.4	27.6	360.7	39.4	1.061	0.533	
7	0.0	1603.1	17.3	10.9	142.4	39.4	1.183	0.868	B
8	180.0	1603.1	17.3	10.9	142.4	39.4	1.183	0.868	B

Fonte: O Autor 2020.

Também foi realizada a análise do deslocamento horizontal da estrutura, onde os valores limites segundo a NBR 6118 (ABNT,2014) estão representados no item 2.5.1.6 deste trabalho e os resultados estão demonstrados no Quadro 2 a seguir:

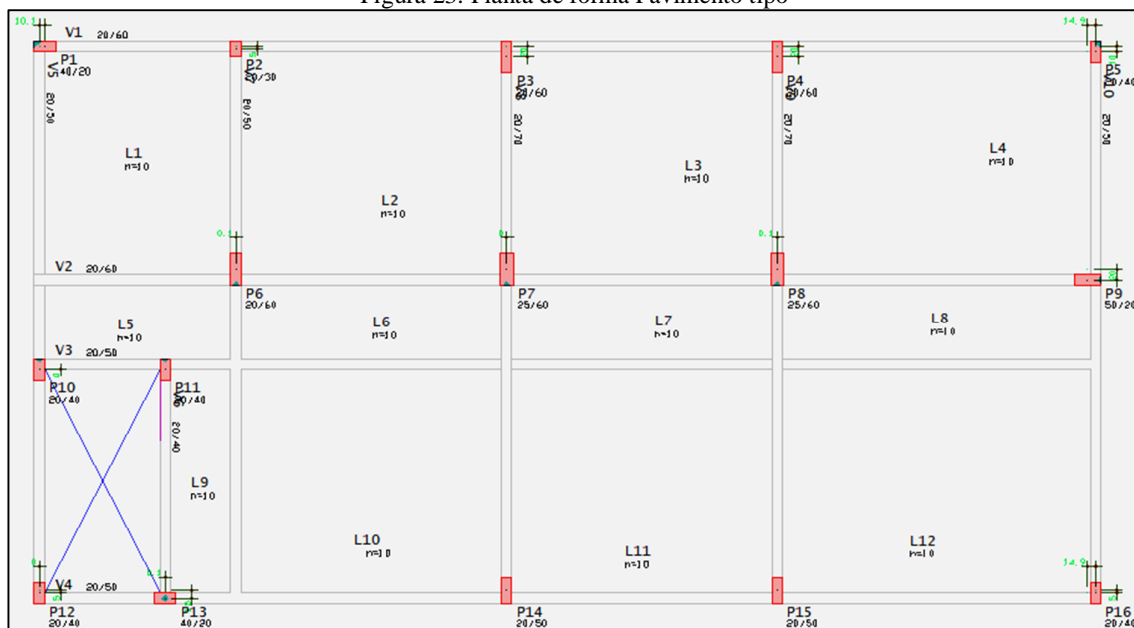
Quadro 2: Verificação dos deslocamentos horizontais.

Deslocamentos horizontais				
Deslocamento	Altura (cm)	Limite (cm)	Resultado (cm)	Situação
Topo do edifício	2100	1,235	0,42	Ok
Entre pisos	350	0,41	0,10	OK

Fonte: O autor 2020

Após todas as análises citadas, estabeleceu-se as dimensões finais das vigas e pilares e também as plantas de formas que estão contidas no Apêndice A. A Figura 23 mostra a planta de forma do pavimento tipo, e as dimensões finais das vigas e pilares estão demonstradas nas Tabelas 36 e 37.

Figura 23: Planta de forma Pavimento tipo



Fonte: O autor 2020.

Tabela 36: Dimensões finais das vigas.

VIGA	TÉRREO	TIPO	COBERTURA
1	20 X 40	20 x 60	20 X 30
2	20 X 30	20 x 60	20 X 30
3	20 X 40	20 x 50	20 X 30
4	20 X 40	20 x 50	20 X 30
5	20 X 40	20 x 50	20 X 30
6	20 X 40	20 x 40	20 X 30
7	20 X 40	20 x 50	20 X 30
8	20 X 40	20 x 70	20 X 35
9	20 X 40	20 x 70	20 X 35
10	20 X 40	20 x 50	20 X 30
11	20 X 40	-	-
12	20 X 45	-	-
13	20 X 40	-	-
14	20 X 40	-	-
15	20 X 45	-	-
16	20 X 40	-	-
17	20 X 40	-	-
18	20 X 40	-	-

Fonte: O Autor 2020.

Tabela 37: Dimensões finais dos Pilares.

PILAR	DIMENSÃO
1	40 X 20
2	20 X 30
3	20 X 60
4	20 X 60
5	20 X 40
6	20 X 60
7	25 X 60
8	25 X 60
9	50 X 20
10	20 X 40
11	20 X 40
12	20 X 40
13	40 X 20
14	20 X 50
15	20 X 50
16	20 X 40

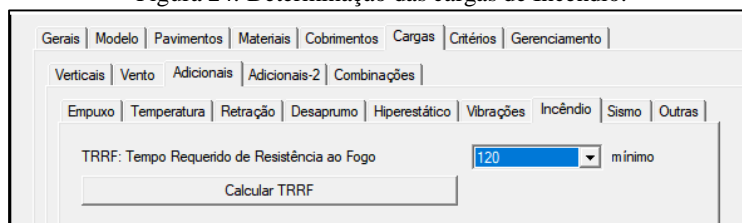
Fonte: O Autor 2020.

6.2 Verificação ao Incêndio.

Após todo o dimensionamento padrão da estrutura, considerando-se a temperatura ambiente foram realizadas as verificações para todos os tempos requeridos de resistência ao fogo propostos (TRRF) que eram os de 30, 60, 90 e 120 minutos e com isso obteve-se os primeiros resultados quanto as verificações à situação de incêndio.

Para esta verificação realizada no software @TQS foram determinados alguns critérios de dimensionamento. O primeiro passo foi impor as cargas de incêndio, Figura 24:

Figura 24: Determinação das cargas de Incêndio.



Fonte: Autor 2020.

A determinação das cargas foi realizada de acordo com cada proposta de TRRF. Após a definição das cargas foram avaliados os critérios apresentados nas Figuras 25, 26, 27 e 28:

Figura 25: Determinação da envoltória para verificação ao incêndio.

Solicitações de cálculo (Sd_{fi})

Envoltória de combinações a ser considerada Fogo ELU1

Multiplicador das solicitações de cálculo em situação normal (S_d)

Fonte: O autor 2020.

Figura 26: Determinação da norma para verificação dos pilares

Verificação de pilares

Tabela a ser utilizada NBR 15200:2004 NBR 15200:2012 (TRF)

Fonte: O autor 2020.

Figura 27: Revestimento Padrões.

mm

Argamassa de cal e areia

Argamassa de cimento e areia

Protetores à base de gesso, vermiculita

Fonte: O autor 2020

Figura 28: Multiplicadores para determinação do $L_{e,fi}$

Multiplicadores para cálculo de $L_{e,fi}$

Lances intermediários

Último lance

Nós móveis

Fonte: O autor 2020

Após a determinação dos critérios para verificação ao incêndio da estrutura, foi realizado o procedimento de verificação para todos os TRRF propostos e os resultados das

verificações são apresentados nos Apêndices B, C, D e E. Com estes resultados foram elaboradas as Tabelas 38, 39, 40, 41, 42, 43 e 44 a seguir:

Tabela 38: Verificação das lajes do tipo.

TIPO					
LAJE	Altura (cm)	TRRF (min)			
		30	60	90	120
1	10	OK	OK	OK	VERIFICAR
2	10	OK	OK	OK	VERIFICAR
3	10	OK	OK	OK	VERIFICAR
4	10	OK	OK	OK	VERIFICAR
5	10	OK	OK	OK	VERIFICAR
6	10	OK	OK	OK	VERIFICAR
7	10	OK	OK	OK	VERIFICAR
8	10	OK	OK	OK	VERIFICAR
9	10	OK	OK	OK	VERIFICAR
10	10	OK	OK	OK	VERIFICAR

Fonte: O autor 2020.

Tabela 39: Verificação das lajes da cobertura

COBERTURA					
LAJE	Altura (cm)	TRRF (min)			
		30	60	90	120
1	9	OK	OK	OK	VERIFICAR
2	9	OK	OK	OK	VERIFICAR
3	9	OK	OK	OK	VERIFICAR
4	9	OK	OK	OK	VERIFICAR
5	9	OK	OK	OK	VERIFICAR
6	9	OK	OK	OK	VERIFICAR
7	9	OK	OK	OK	VERIFICAR
8	9	OK	OK	OK	VERIFICAR
9	9	OK	OK	OK	VERIFICAR
10	9	OK	OK	OK	VERIFICAR

Fonte: O autor 2020.

Tabela 40: Verificação das vigas do Térreo.

TÉRREO					
VIGA	Dimensões (cm)	TRRF (min)			
		30	60	90	120
1	20 X 40	OK	OK	OK	OK
2	20 X 30	OK	OK	OK	VERIFICAR
3	20 X 40	OK	OK	OK	OK
4	20 X 40	OK	OK	OK	OK
5	20 X 40	OK	OK	OK	OK
6	20 X 40	OK	OK	OK	OK
7	20 X 40	OK	OK	OK	VERIFICAR
8	20 X 40	OK	OK	OK	VERIFICAR
9	20 X 40	OK	OK	OK	OK
10	20 X 40	OK	OK	OK	VERIFICAR
11	20 X 40	OK	OK	OK	VERIFICAR
12	20 X 45	OK	OK	OK	OK
13	20 X 40	OK	OK	OK	VERIFICAR
14	20 X 40	OK	OK	OK	VERIFICAR
15	20 X 45	OK	OK	OK	OK
16	20 X 40	OK	OK	OK	VERIFICAR
17	20 X 40	OK	OK	OK	VERIFICAR
18	20 X 40	OK	OK	OK	OK

Fonte: O autor 2020.

Tabela 41: Verificação das vigas do Tipo.

TIPO					
VIGA	Dimensões (cm)	TRRF (min)			
		30	60	90	120
1	20 x 60	OK	OK	OK	OK
2	20 x 60	OK	OK	OK	OK
3	20 x 50	OK	OK	OK	OK
4	20 x 50	OK	OK	OK	OK
5	20 x 50	OK	OK	OK	OK
6	20 x 40	OK	OK	OK	VERIFICAR
7	20 x 50	OK	OK	OK	OK
8	20 x 70	OK	OK	OK	OK
9	20 x 70	OK	OK	OK	OK
10	20 x 50	OK	OK	OK	OK

Fonte: O autor 2020.

Tabela 42: Verificação das vigas da cobertura.

COBERTURA					
VIGA	Dimensões (cm)	TRRF (min)			
		30	60	90	120
1	20 X 30	OK	OK	OK	OK
2	20 X 30	OK	OK	OK	OK
3	20 X 30	OK	OK	OK	OK
4	20 X 30	OK	OK	OK	OK
5	20 X 30	OK	OK	OK	OK
6	20 X 30	OK	OK	OK	VERIFICAR
7	20 X 30	OK	OK	OK	OK
8	20 X 35	OK	OK	OK	OK
9	20 X 35	OK	OK	OK	OK
10	20 X 30	OK	OK	OK	OK

Fonte: O autor 2020

Tabela 43: Verificação dos pilares no lance do Térreo

TÉRREO					
PILAR	Dimensões (cm)	TRRF (min)			
		30	60	90	120
1	40 X 20	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR
2	20 X 30	OK	OK	OK	OK
3	20 X 60	OK	OK	OK	OK
4	20 X 60	OK	OK	OK	OK
5	20 X 40	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR
6	20 X 60	OK	OK	OK	OK
7	25 X 60	OK	OK	OK	OK
8	25 X 60	OK	OK	OK	OK
9	50 X 20	OK	OK	OK	OK
10	20 X 40	OK	OK	OK	OK
11	20 X 40	OK	OK	OK	OK
12	20 X 40	OK	OK	OK	OK
13	40 X 20	OK	OK	OK	OK
14	20 X 50	OK	OK	OK	OK
15	20 X 50	OK	OK	OK	OK
16	20 X 40	OK	OK	OK	OK

Fonte: O autor 2020.

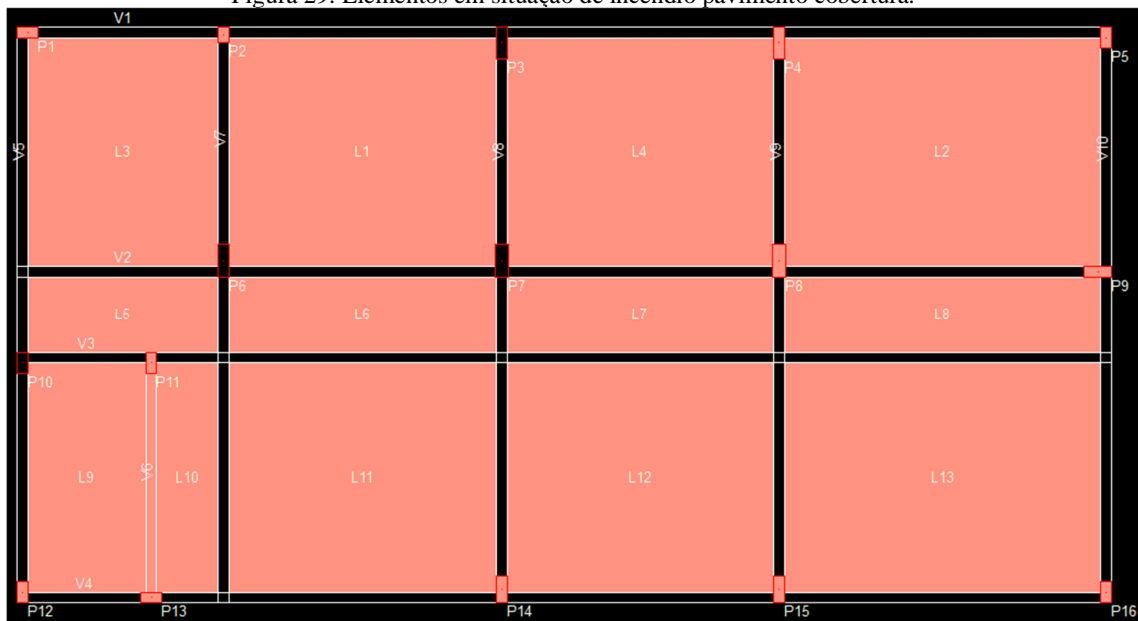
Tabela 44: Verificação dos Pilares nos lances do tipo e cobertura.

PILAR	Dimensões	TIPO				COBERTURA			
		TRRF (min)				TRRF (min)			
		30	60	90	120	30	60	90	120
1	40 X 20	OK	OK	OK	OK	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR
2	20 X 30	OK	OK	OK	OK	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR
3	20 X 60	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
4	20 X 60	OK	OK	OK	OK	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR
5	20 X 40	OK	OK	OK	OK	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR
6	20 X 60	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
7	25 X 60	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
8	25 X 60	OK	OK	OK	OK	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR
9	50 X 20	OK	OK	OK	OK	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR
10	20 X 40	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
11	20 X 40	OK	OK	OK	OK	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR
12	20 X 40	OK	OK	OK	OK	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR
13	40 X 20	OK	OK	OK	OK	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR
14	20 X 50	OK	OK	OK	OK	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR
15	20 X 50	OK	OK	OK	OK	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR
16	20 X 40	OK	OK	OK	OK	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR	VERIFICAR

Fonte: O autor 2020.

Analisando os resultados podemos ver que o primeiro projeto realizado pelo modelo convencional, comportou-se de uma forma muito positiva em relação aos incêndios de 30, 60 e 90 minutos e apenas no de 120 minutos houve a necessidade de alteração de projeto. A Figura 29 mostra os elementos da cobertura que não passaram na situação de incêndio de 120 minutos.

Figura 29: Elementos em situação de incêndio pavimento cobertura.



Fonte: O Autor 2020

Para a análise dos pilares do projeto em questão é válida uma ressalva. Os pilares no lance da cobertura e em dois lances do Térreo não foram verificados mesmo obtendo-se o Tempo de Resistência ao Fogo (TRF) superior aos Tempos de Resistência Requerido ao fogo (TRRF) isso porque esses lances dos pilares constataram excentricidades maiores do que os limites normativos apresentados pelo método analítico que foi utilizado, descritos no presente trabalho no item 3.6.4.1.. Entretanto analisando a resistência das peças podemos notar nos resultados (Apêndice B) que a mesma é superior ao tempo de 120 minutos em todos os lances analisados.

Essa restrição normativa ocorre devido a um momento alto principalmente nos pavimentos mais elevados devido, entre outros fatores, à carga do vento. Nesses pavimentos superiores, as forças normais em pilares naturalmente são menores que nos pavimentos inferiores e este é o fator responsável pelas excentricidades mais elevadas impedindo a verificação na situação de incêndio. Outros trabalhos que fazem o estudo da situação de incêndio, relatam o mesmo problema em relação à excentricidade dos pilares pelo método analítico e pelo método tabular em pavimentos mais altos, como reportado por Candido (2019) e Carvalho (2018).

6.3 Verificação dos pilares pelo método tabular.

Em alguns lances, os pilares não tiveram as situações de incêndio verificadas devido à alta excentricidade. A cobertura foi o principal pavimento onde ocorreu este problema devido à força do vento, a qual gera momentos altos nos lances dos pilares na cobertura, o que eleva a excentricidade.

Os lances dos pilares que não foram verificados pelo $^{\circ}$ TQS e que respeitaram o limite de excentricidade imposto pelo método tabular, foram verificados por este método.

Esta verificação dos pilares foi realizada para o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) mínimo da estrutura que é de 60 minutos, tempo definido de acordo com a Tabela 16 no Item 3.1.3 do presente trabalho. As Tabelas 45, 46 e 47, mostram todo o procedimento de verificação pelo método tabular, os lances destacados em vermelho são aqueles onde não foi possível a verificação.

Tabela 45: Critérios para verificação pelo método tabular

PILAR	PAVIMENTO	B (mm)	H (mm)	AC (cm ²)	ω	γ_{fi}	e (mm)	e lim. (mm) (0,5*b)	C1 (mm)
1	TÉRREO	200	400	800	0,102	0,29	37	100	53
5	TÉRREO	200	400	800	0,102	0,27	39	100	53
1	COBERTURA	200	400	800	0,102	0,02	356	100	53
2	COBERTURA	200	300	600	0,091	0,04	48	100	53
4	COBERTURA	200	600	1200	0,068	0,03	114	100	53
5	COBERTURA	200	400	800	0,102	0,02	363	100	53
8	COBERTURA	250	600	1500	0,085	0,05	47	125	56
9	COBERTURA	200	500	1000	0,082	0,04	101	100	53
11	COBERTURA	200	400	800	0,102	0,01	112	100	53
12	COBERTURA	200	400	800	0,102	0,01	49	100	53
13	COBERTURA	200	400	800	0,102	0,04	103	100	53
14	COBERTURA	200	500	1000	0,082	0,04	49	100	53
15	COBERTURA	200	500	1000	0,082	0,04	48	100	53
16	COBERTURA	200	400	800	0,16	0,03	293	100	56

Fonte: O autor 2020

Tabela 46: Determinação dos critérios para verificação pelo método tabular

PILAR	PAVIMENTO	I (cm ⁴)	R (cm ²)	L _{ef, i} (mm)	λ _{fi}
1	TÉRREO	106666,7	11,54701	350	30
5	TÉRREO	106666,7	11,54701	350	30
1	COBERTURA	106666,7	11,54701	350	30
2	COBERTURA	45000	8,660254	350	40
4	COBERTURA	360000	17,32051	350	20
5	COBERTURA	106666,7	11,54701	350	30
8	COBERTURA	450000	17,32051	350	20
9	COBERTURA	208333,3	14,43376	350	24
11	COBERTURA	106666,7	11,54701	350	30
12	COBERTURA	106666,7	11,54701	350	30
13	COBERTURA	106666,7	11,54701	350	30
14	COBERTURA	208333,3	14,43376	350	24
15	COBERTURA	208333,3	14,43376	350	24
16	COBERTURA	106666,7	11,54701	350	30

Fonte: O autor 2020.

Tabela 47: Verificação dos pilares pelo método tabular

PILAR	PAVIMENTO	B (mm)	c1 (mm)	Tabela	b1 (mm)	c1 (mm)	situação
1	TÉRREO	200	53	2	150	30	OK
5	TÉRREO	200	53	2	150	30	OK
1	COBERTURA	200	53	-	-	-	-
2	COBERTURA	200	53	2	150	30	Ok
4	COBERTURA	200	53	-	-	-	-
5	COBERTURA	200	53	-	-	-	-
8	COBERTURA	250	56	2	150	30	Ok
9	COBERTURA	200	53	-	-	-	-
11	COBERTURA	200	53	-	-	-	-
12	COBERTURA	200	53	2	150	30	OK
13	COBERTURA	200	53	-	-	-	-
14	COBERTURA	200	53	2	150	30	OK
15	COBERTURA	200	53	2	150	30	Ok
16	COBERTURA	200	56	-	-	-	-

Fonte: O autor 2020.

Os pilares 1, 4, 5, 9, 11, 13 e 16 no lance da cobertura não foram verificados devido aos limites normativos de excentricidade dos métodos em questão. Porém analisando que a

estrutura como um todo possui 112 lances de pilares, dos quais apenas 7 não foram verificados, podemos concluir que houve uma aprovação para o tempo mínimo de 60 minutos de 93,75%.

Importante destacar que os lances que não foram verificados devido a excentricidade, obtiveram valores de TRF superiores aos valores analisados.

6.4 Dimensionamento para verificação a situação de incêndio.

Para efeitos comparativos foram realizadas as alterações necessárias no projeto em questão para que o mesmo fosse verificado quanto à situação de incêndio de 120 minutos. Assim o comparativo foi realizado para dois projetos, o primeiro projeto, dimensionado pelo método convencional e que foi verificado para os incêndios de 30, 60 e 90 minutos; e o segundo projeto, onde foram realizadas as alterações para verificação das lajes e vigas que não passaram no incêndio de 120 minutos.

O primeiro passo foi identificar quais eram os motivos para que estes elementos não passassem pelo TRRF de 120 minutos. O primeiro problema identificado foi em relação ao c_1 , distância do centro de gravidade da armadura até a borda do elemento. Para resolver este problema foi alterado o cobrimento, como mostra a Tabela 48.

Tabela 48: Cobrimento dos elementos estruturais.

COBRIMENTO DOS ELEMENTOS ESTUTURAIIS (cm)		
	temperatura ambiente	Incêndio 120 (min)
VIGAS	3,0	4,5
LAJES	2,5	3,0
PILARES	3,0	3,0

Fonte: O autor 2020

Além das mudanças no cobrimento das lajes e vigas que não passaram na verificação ao incêndio de 120 minutos, foi necessário o aumento da altura das lajes, para adequação ao novo cobrimento e também para melhorar a resistência ao incêndio de 120 minutos. As novas alturas de lajes são dispostas no Quadro 3.

Quadro 3: Alturas das lajes modificadas.

TIPO		COBERTURA	
LAJE	Altura (cm)	LAJE	Altura (cm)
1	15	1	12
2	15	2	12
3	15	3	12
4	15	4	12
5	15	5	12
6	15	6	12
7	15	7	12
8	15	8	12
9	15	9	12
10	15	10	12
-	-	11	12

Fonte: O autor 2020

Com as mudanças descritas acima o projeto foi aprovado na nova verificação a situação de incêndio, como mostram os relatórios descritos no Apêndice F. Não foi necessária uma nova verificação quanto à flecha nas lajes, tendo em vista que o aumento da seção colabora para esta condição.

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES.

Analisando os resultados obtidos, podemos notar que o dimensionamento estrutural realizado considerando a situação de temperatura ambiente foi suficiente para as verificações quanto à situação de incêndio para os tempos de 30, 60 e 90 minutos, exceto em relação à situação de alguns pilares, excepcionalmente da cobertura, onde devido à uma excentricidade muito alta, não foram verificados.

Dentre estes lances, foi possível a verificação de apenas alguns lances pelo método tabular somente para o tempo mínimo da estrutura que é de 60 minutos. Os demais pilares, requerem um estudo mais específico para que se pudesse verificá-los quanto à situação de incêndio. Os outros elementos foram analisados de acordo com o TRRF de 120 minutos (cujo resultado das verificações se encontra no Apêndice E), para efeitos de comparação entre os TRRF propostos na ideia do trabalho.

7.1 Vigas.

As vigas foram elementos que não sofreram alteração em suas dimensões nas análises de incêndio. Podemos observar que foi necessário apenas aumentar o cobrimento nas vigas que não passaram na verificação de 120 minutos., ao passo que nos outros tempos de incêndio propostos todas as vigas passaram nas verificações, como mostra os relatórios presentes nos Apêndices B, C e D.

Realizando os comparativos através dos relatórios do @TQS presente nas Figuras 30, 31, 32, 33, 34 e 35, percebemos que não houve grande variação das taxas de armadura entre os dois projetos, devido ao fato de se manter as dimensões das vigas. A pequena diferença notada se deve à influência do incêndio e também à alteração da altura das lajes, o que gera esforços maiores nas vigas. Os Gráficos 1, 2 e 3 mostram mais claramente esta análise.

Figura 30: Relatório das vigas no térreo do 1º Projeto.

Viga	L (m)	Vãos	Seção (cm)	H/L	ρ_s (%)	ρ_{sw} (%)	Taxa de aço (kg/m ³)
V1	3,5 a 6,0	4	20 x 40	0,07 a 0,11	0,39 a 1,10	0,36 a 0,36	067
V2	2,5 a 2,5	1	20 x 30	0,12 a 0,12	0,23 a 0,23	0,50 a 0,50	037
V3	3,7 a 5,7	4	20 x 40	0,07 a 0,11	0,27 a 1,10	0,36 a 0,36	068
V4	1,3 a 6,0	5	20 x 40	0,07 a 0,30	0,38 a 1,31	0,36 a 0,36	072
V5	2,3 a 6,3	4	20 x 40	0,06 a 0,17	0,47 a 1,37	0,36 a 0,36	079
V6	4,0 a 6,0	2	20 x 40	0,07 a 0,10	0,39 a 0,95	0,36 a 0,36	069
V7	4,2 a 4,2	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,39 a 0,69	0,36 a 0,36	058
V8	4,4 a 4,4	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,39 a 0,67	0,36 a 0,36	059
V9	3,9 a 6,0	2	20 x 40	0,07 a 0,10	0,37 a 0,95	0,36 a 0,36	065
V10	4,4 a 4,4	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,27 a 0,37	0,36 a 0,36	044
V11	4,4 a 4,4	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,37 a 0,57	0,36 a 0,36	052
V12	3,7 a 5,8	2	20 x 45	0,08 a 0,12	0,38 a 1,30	0,32 a 0,40	083
V13	4,4 a 4,4	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,27 a 0,57	0,36 a 0,36	048
V14	4,4 a 4,4	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,37 a 0,57	0,36 a 0,36	052
V15	3,7 a 5,8	2	20 x 45	0,08 a 0,12	0,56 a 1,49	0,32 a 0,46	101
V16	4,4 a 4,4	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,27 a 0,57	0,36 a 0,36	048
V17	4,4 a 4,4	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,27 a 0,57	0,36 a 0,36	048
V18	4,2 a 5,8	2	20 x 40	0,07 a 0,09	0,37 a 0,81	0,36 a 0,36	066

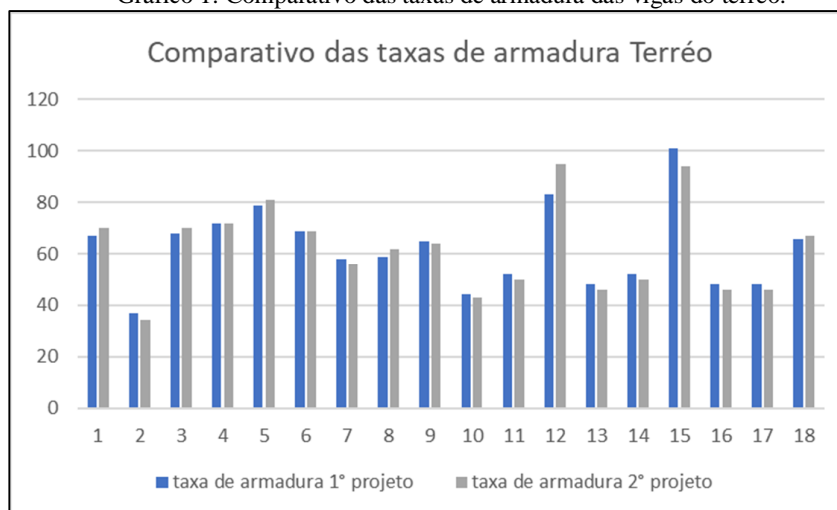
Fonte: O autor 2020

Figura 31: Relatório das vigas do pavimento térreo do 2º Projeto

Viga	L (m)	Vãos	Seção (cm)	H/L	ρ_s (%)	ρ_{sw} (%)	Taxa de aço (kg/m ³)
V1	3,5 a 6,0	4	20 x 40	0,07 a 0,11	0,39 a 1,10	0,37 a 0,37	070
V2	2,5 a 2,5	1	20 x 30	0,12 a 0,12	0,23 a 0,23	0,53 a 0,53	034
V3	3,7 a 5,7	4	20 x 40	0,07 a 0,11	0,27 a 1,26	0,37 a 0,37	070
V4	1,3 a 6,0	5	20 x 40	0,07 a 0,30	0,38 a 1,12	0,37 a 0,37	072
V5	2,3 a 6,3	4	20 x 40	0,06 a 0,17	0,47 a 1,51	0,37 a 0,38	081
V6	4,0 a 6,0	2	20 x 40	0,07 a 0,10	0,39 a 0,95	0,37 a 0,37	069
V7	4,2 a 4,2	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,39 a 0,69	0,37 a 0,37	056
V8	4,4 a 4,4	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,50 a 0,73	0,37 a 0,37	062
V9	3,9 a 6,0	2	20 x 40	0,07 a 0,10	0,37 a 0,95	0,37 a 0,37	064
V10	4,4 a 4,4	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,27 a 0,37	0,37 a 0,37	043
V11	4,4 a 4,4	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,37 a 0,57	0,37 a 0,37	050
V12	3,7 a 5,8	2	20 x 45	0,08 a 0,12	0,52 a 1,67	0,33 a 0,43	095
V13	4,4 a 4,4	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,27 a 0,57	0,37 a 0,37	046
V14	4,4 a 4,4	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,37 a 0,57	0,37 a 0,37	050
V15	3,7 a 5,8	2	20 x 45	0,08 a 0,12	0,52 a 1,59	0,33 a 0,48	094
V16	4,4 a 4,4	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,27 a 0,57	0,37 a 0,37	046
V17	4,4 a 4,4	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,27 a 0,57	0,37 a 0,37	046
V18	4,2 a 5,8	2	20 x 40	0,07 a 0,09	0,38 a 1,12	0,37 a 0,37	067

Fonte: O autor 2020.

Gráfico 1: Comparativo das taxas de armadura das vigas do térreo.



Fonte: O autor 2020

Figura 32: Relatório das vigas no pavimento tipo do 1° projeto.

Viga	L (m)	Vãos	Seção (cm)	H/L	ρ_s (%)	ρ_{sw} (%)	Taxa de aço (kg/m ³)
V1	3,6 a 6,0	4	20 x 60	0,10 a 0,17	0,33 a 0,84	0,23 a 0,23	050
V2	3,7 a 5,8	4	20 x 60	0,10 a 0,16	0,39 a 0,99	0,23 a 0,23	065
V3	1,3 a 6,0	5	20 x 50	0,08 a 0,38	0,40 a 1,61	0,28 a 0,28	074
V4	2,3 a 6,4	4	20 x 50	0,08 a 0,22	0,43 a 1,36	0,28 a 0,28	072
V5	4,1 a 6,0	2	20 x 50	0,08 a 0,12	0,43 a 0,96	0,28 a 0,28	069
V6	4,2 a 4,2	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,49 a 0,79	0,36 a 0,36	063
V7	4,0 a 6,1	2	20 x 50	0,08 a 0,13	0,55 a 1,43	0,28 a 0,28	092
V8	3,8 a 5,9	2	20 x 70	0,12 a 0,18	0,48 a 1,36	0,20 a 0,24	107
V9	3,8 a 5,9	2	20 x 70	0,12 a 0,18	0,48 a 1,36	0,20 a 0,33	108
V10	4,2 a 5,9	2	20 x 50	0,09 a 0,12	0,43 a 1,01	0,28 a 0,28	069

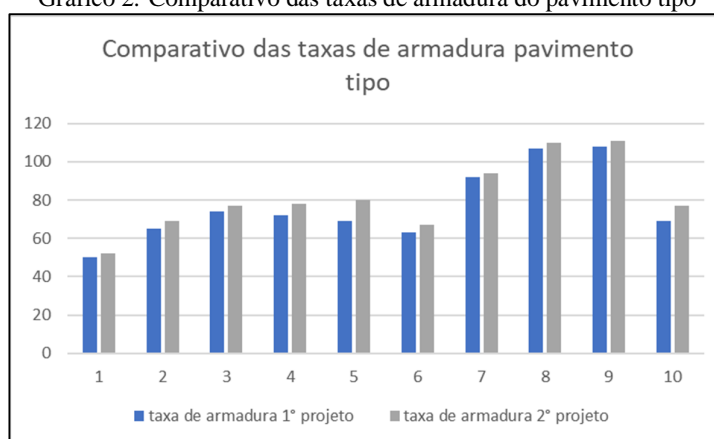
Fonte: O autor 2020.

Figura 33: Relatório das vigas do pavimento tipo do 2° Projeto

Viga	L (m)	Vãos	Seção (cm)	H/L	ρ_s (%)	ρ_{sw} (%)	Taxa de aço (kg/m ³)
V1	3,6 a 6,0	4	20 x 60	0,10 a 0,17	0,36 a 0,82	0,24 a 0,24	052
V2	3,7 a 5,8	4	20 x 60	0,10 a 0,16	0,46 a 1,13	0,24 a 0,26	069
V3	1,3 a 6,0	5	20 x 50	0,08 a 0,38	0,50 a 1,24	0,29 a 0,29	077
V4	2,3 a 6,4	4	20 x 50	0,08 a 0,22	0,47 a 1,52	0,29 a 0,30	078
V5	4,1 a 6,0	2	20 x 50	0,08 a 0,12	0,47 a 1,34	0,29 a 0,29	080
V6	4,2 a 4,2	1	20 x 40	0,09 a 0,09	0,49 a 0,79	0,37 a 0,37	067
V7	4,0 a 6,1	2	20 x 50	0,08 a 0,13	0,59 a 1,57	0,29 a 0,29	094
V8	3,8 a 5,9	2	20 x 70	0,12 a 0,18	0,48 a 1,47	0,20 a 0,29	110
V9	3,8 a 5,9	2	20 x 70	0,12 a 0,18	0,48 a 1,47	0,20 a 0,37	111
V10	4,2 a 5,9	2	20 x 50	0,09 a 0,12	0,50 a 1,16	0,29 a 0,29	077

Fonte: O autor 2020.

Gráfico 2: Comparativo das taxas de armadura do pavimento tipo



Fonte: O autor 2020.

Figura 34: Relatório das vigas do pavimento da cobertura do 1º projeto

Viga	L (m)	Vãos	Seção (cm)	H/L	ρ_s (%)	ρ_{sw} (%)	Taxa de aço (kg/m³)
V1	3,5 a 6,0	4	20 x 30	0,05 a 0,09	0,33 a 0,92	0,50 a 0,50	060
V2	3,7 a 5,7	4	20 x 30	0,05 a 0,08	0,33 a 1,08	0,50 a 0,50	068
V3	1,3 a 6,0	5	20 x 30	0,05 a 0,23	0,33 a 1,06	0,50 a 0,50	070
V4	2,3 a 6,3	4	20 x 30	0,05 a 0,13	0,46 a 1,14	0,50 a 0,50	072
V5	4,0 a 6,0	2	20 x 30	0,05 a 0,08	0,46 a 0,93	0,50 a 0,50	068
V6	4,2 a 4,2	1	20 x 30	0,07 a 0,07	0,46 a 0,98	0,50 a 0,50	071
V7	3,9 a 6,0	2	20 x 30	0,05 a 0,08	0,33 a 1,46	0,50 a 0,50	077
V8	3,6 a 5,7	2	20 x 35	0,06 a 0,10	0,54 a 1,31	0,42 a 0,42	087
V9	3,6 a 5,7	2	20 x 35	0,06 a 0,10	0,56 a 1,50	0,42 a 0,44	096
V10	4,2 a 5,8	2	20 x 30	0,05 a 0,07	0,46 a 0,93	0,50 a 0,50	070

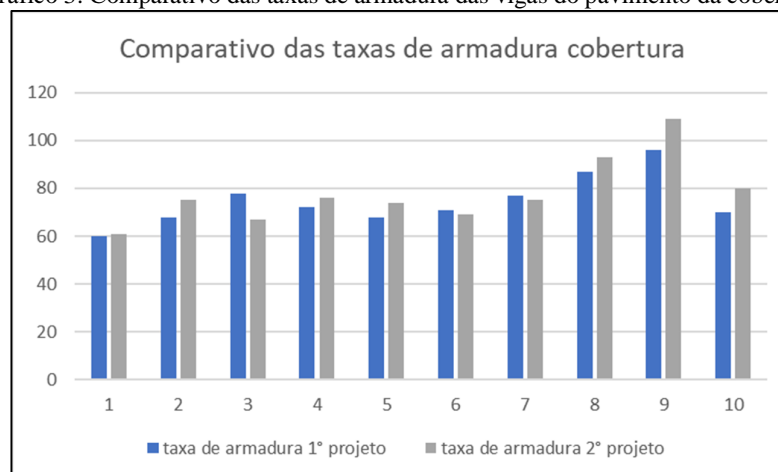
Fonte: O autor 2020.

Figura 35: Relatório das vigas do pavimento da cobertura do 2º Projeto

Viga	L (m)	Vãos	Seção (cm)	H/L	ρ_s (%)	ρ_{sw} (%)	Taxa de aço (kg/m³)
V1	3,5 a 6,0	4	20 x 30	0,05 a 0,09	0,33 a 0,93	0,53 a 0,53	061
V2	3,7 a 5,7	4	20 x 30	0,05 a 0,08	0,33 a 1,34	0,53 a 0,53	075
V3	1,3 a 6,0	5	20 x 30	0,05 a 0,23	0,33 a 1,06	0,53 a 0,53	067
V4	2,3 a 6,3	4	20 x 30	0,05 a 0,13	0,46 a 1,34	0,53 a 0,53	076
V5	4,0 a 6,0	2	20 x 30	0,05 a 0,08	0,46 a 1,19	0,53 a 0,53	074
V6	4,2 a 4,2	1	20 x 30	0,07 a 0,07	0,46 a 0,98	0,53 a 0,53	069
V7	3,9 a 6,0	2	20 x 30	0,05 a 0,08	0,47 a 1,23	0,53 a 0,53	075
V8	3,6 a 5,7	2	20 x 35	0,06 a 0,10	0,54 a 1,60	0,44 a 0,44	093
V9	3,6 a 5,7	2	20 x 35	0,06 a 0,10	0,58 a 1,70	0,44 a 0,53	109
V10	4,2 a 5,8	2	20 x 30	0,05 a 0,07	0,46 a 1,32	0,53 a 0,53	080

Fonte: O autor 2020

Gráfico 3: Comparativo das taxas de armadura das vigas do pavimento da cobertura



Fonte: O autor 2020.

7.2 Pilares.

Os pilares não sofreram alteração em suas dimensões, mas avaliando os projetos podemos notar algumas diferenças em relação às taxas de armaduras do mesmo, que são mostradas no Gráfico 4, onde as informações foram tiradas dos relatórios gerados pelo [®]TQS presentes nas Figuras 36 e 37, pode-se perceber que há um aumento nas taxas de armadura (ρ) de alguns pilares, naturalmente pela influência do aumento das lajes. Analisando as verificações em 30, 60 e 90 minutos, não houve alteração nas taxas dos pilares.

Figura 36: Relatório dos pilares do 1º Projeto

Pilar	Lances	Seção (cm)	σ (kgf/cm ²)	v	λ	ρ	Taxa de aço (kg/m ³)
P1	1 a 7	20.x 40.	6 a 84	0,02 a 0,34	11 a 62	0,59 a 0,59	079
P2	1 a 7	20.x 30.	11 a 173	0,04 a 0,69	15 a 63	0,52 a 1,23	089
P3	1 a 7	20.x 60.	7 a 92	0,03 a 0,37	7 a 63	0,39 a 0,39	057
P4	1 a 7	20.x 60.	8 a 112	0,03 a 0,45	7 a 63	0,39 a 0,52	059
P5	1 a 7	20.x 40.	7 a 80	0,03 a 0,32	11 a 63	0,59 a 0,59	079
P6	1 a 7	20.x 60.	12 a 187	0,05 a 0,75	8 a 63	0,39 a 2,01	096
P7	1 a 7	25.x 60.	12 a 190	0,05 a 0,76	7 a 51	0,49 a 1,07	087
P8	1 a 7	25.x 60.	14 a 215	0,06 a 0,86	7 a 51	0,49 a 2,09	116
P9	1 a 7	20.x 50.	12 a 173	0,05 a 0,69	9 a 62	0,47 a 1,61	090
P10	1 a 7	20.x 40.	8 a 90	0,03 a 0,36	11 a 62	0,59 a 0,59	079
P11	1 a 7	20.x 40.	10 a 124	0,04 a 0,50	11 a 62	0,59 a 0,59	079
P12	1 a 7	20.x 40.	3 a 14	0,01 a 0,06	11 a 62	0,59 a 0,59	079
P13	1 a 7	20.x 40.	11 a 150	0,04 a 0,60	11 a 61	0,59 a 0,59	079
P14	1 a 7	20.x 50.	12 a 179	0,05 a 0,72	9 a 62	0,47 a 1,88	105
P15	1 a 7	20.x 50.	13 a 181	0,05 a 0,73	9 a 62	0,47 a 1,88	107
P16	1 a 7	20.x 40.	9 a 115	0,04 a 0,46	11 a 62	0,59 a 0,92	085

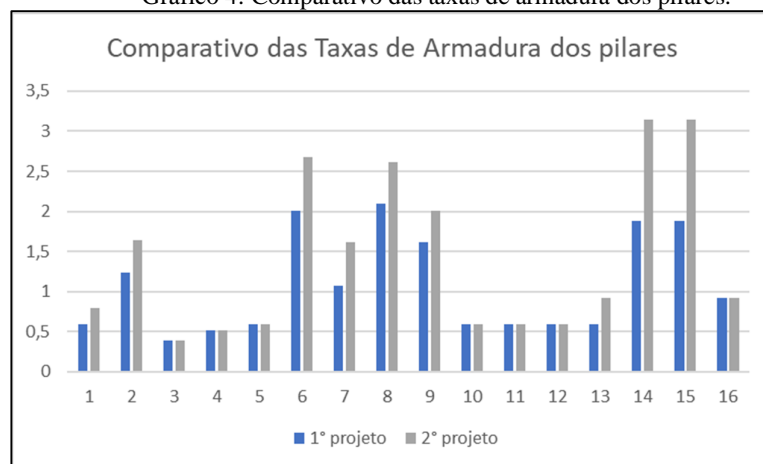
Fonte: O autor 2020.

Figura 37: Relatório dos pilares do 2º projeto

Pilar	Lances	Seção (cm)	σ (kgf/cm ²)	v	λ	ρ	Taxa de aço (kg/m ³)
P1	1 a 7	20.x 40.	7 a 89	0,03 a 0,35	11 a 62	0,59 a 0,59	079
P2	1 a 7	20.x 30.	13 a 184	0,05 a 0,74	15 a 63	0,52 a 1,64	093
P3	1 a 7	20.x 60.	8 a 98	0,03 a 0,39	7 a 63	0,39 a 0,39	057
P4	1 a 7	20.x 60.	9 a 120	0,04 a 0,48	7 a 63	0,39 a 0,52	061
P5	1 a 7	20.x 40.	7 a 84	0,03 a 0,34	11 a 63	0,59 a 0,59	079
P6	1 a 7	20.x 60.	13 a 203	0,05 a 0,81	8 a 63	0,39 a 2,68	138
P7	1 a 7	25.x 60.	14 a 208	0,06 a 0,83	7 a 51	0,49 a 1,61	103
P8	1 a 7	25.x 60.	16 a 235	0,06 a 0,94	7 a 51	0,49 a 2,62	154
P9	1 a 7	20.x 50.	14 a 188	0,06 a 0,75	9 a 62	0,47 a 2,01	105
P10	1 a 7	20.x 40.	8 a 93	0,03 a 0,37	11 a 62	0,59 a 0,59	079
P11	1 a 7	20.x 40.	12 a 135	0,05 a 0,54	11 a 62	0,59 a 0,59	079
P12	1 a 7	20.x 40.	3 a 14	0,01 a 0,06	11 a 62	0,59 a 0,59	079
P13	1 a 7	20.x 40.	12 a 157	0,05 a 0,63	11 a 61	0,59 a 0,92	086
P14	1 a 7	20.x 50.	14 a 194	0,06 a 0,78	9 a 62	0,47 a 3,14	144
P15	1 a 7	20.x 50.	15 a 196	0,06 a 0,78	9 a 62	0,47 a 3,14	144
P16	1 a 7	20.x 40.	10 a 122	0,04 a 0,49	11 a 62	0,59 a 0,92	085

Fonte: O autor 2020.

Gráfico 4: Comparativo das taxas de armadura dos pilares.



Fonte: O autor 2020.

7.3 Lajes.

Para as lajes foram necessárias algumas alterações no primeiro projeto realizado, como citado no item 6.4. O aumento de altura, e também um aumento do cobrimento, foram necessários para que c_1 fosse respeitado e para que as lajes fossem aprovadas na verificação de 120 minutos.

7.4 Consumos e custos.

Os consumos de materiais para os dois projetos elaborados, foram obtidos pelo software @TQS através dos relatórios presentes no Apêndice G, a Figura 38 mostra os valores para o primeiro projeto e a Figura 39 para o segundo projeto.

Figura 38: Relatório de consumo de materiais para o pavimento cobertura.

BITOLA	5	6,3	8	10	12,5	16	20	AÇO	CONCRETO	FORMAS
-	KG	KG	KG	KG	KG	KG	KG	KG	m ³	m ²
Piso 7: Cobertura	226	1223	-	485	175	61	-	2170	30	347
Piso 6: Pavimento Tipo	216	785	799	805	258	347	142	3352	37	400
Piso 5: Pavimento Tipo	210	785	799	790	255	347	142	3328	37	400
Piso 4: Pavimento Tipo	210	785	799	790	255	347	142	3328	37	400
Piso 3: Pavimento Tipo	186	818	799	747	331	347	142	3370	37	400
Piso 2: Pavimento Tipo	175	836	799	723	231	519	371	3654	37	400
Piso 1: térreo	176	129	20	472	201	347	87	1432	15	192
Totais	1399	5361	4015	4812	1706	2315	1026	20634	231	2539

Fonte: O autor 2020.

Figura 39: Relatório de consumo dos materiais do pavimento tipo.

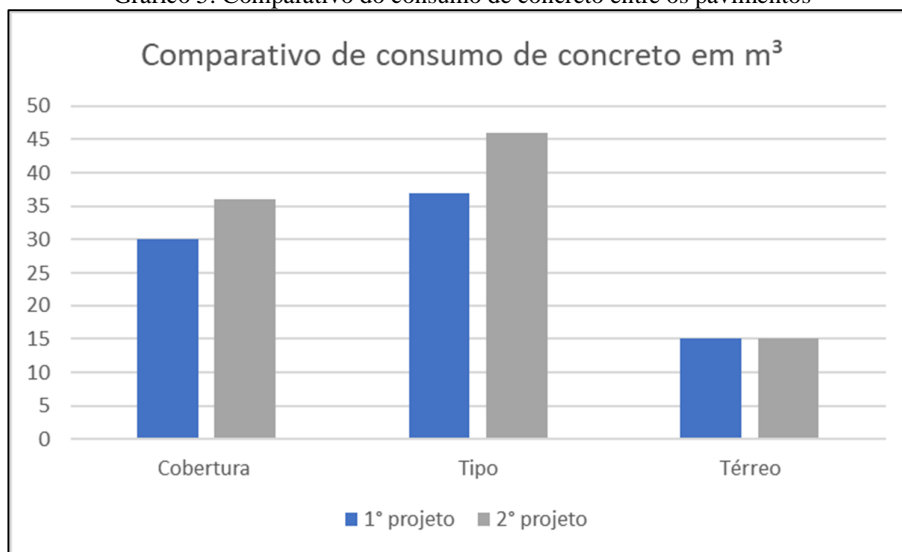
BITOLA	5	6,3	8	10	12,5	16	20	25	AÇO	CONCRETO	FORMAS
-	KG	KG	KG	KG	KG	KG	KG	kG	KG	m ³	m ²
Piso 7: Cobertura	351	1335	14	532	175	110	28	-	2545	36	341
Piso 6: Pavimento Tipo	347	1516	288	464	259	387	174	-	3435	46	390
Piso 5: Pavimento Tipo	347	1516	288	463	256	387	174	-	3431	46	390
Piso 4: Pavimento Tipo	339	1527	288	449	279	387	174	-	3443	46	390
Piso 3: Pavimento Tipo	317	1563	288	406	379	437	174	-	3564	46	390
Piso 2: Pavimento Tipo	307	1559	310	386	262	623	386	139	3972	46	390
Piso 1: térreo	152	149	22	402	246	467	96	139	1673	15	192
Totais	2160	9165	1498	3102	1856	2798	1206	278	22063	281	2483

Fonte: O autor 2020

7.4.1 Concreto

O concreto é um dos principais elementos em uma estrutura. Naturalmente há um aumento de consumo de concreto no segundo projeto, pois neste foi necessário um aumento das alturas das lajes. Os Gráficos 5 e 6 mostram este aumento.

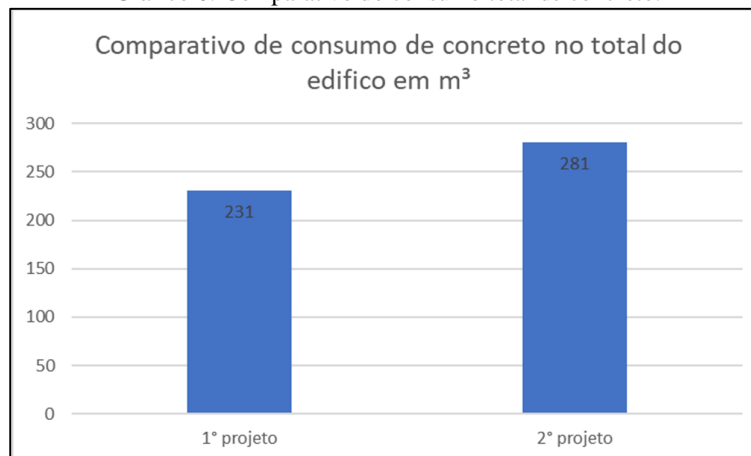
Gráfico 5: Comparativo do consumo de concreto entre os pavimentos



Fonte: O autor 2020.

Nota-se que o aumento do consumo de concreto se dá na cobertura e no pavimento tipo, justamente os pavimentos onde foi necessário o aumento da altura das lajes no segundo projeto.

Gráfico 6: Comparativo do consumo total de concreto.



Fonte: O autor 2020.

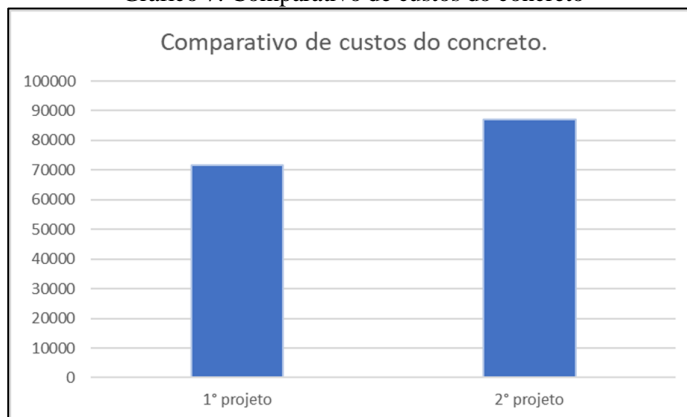
Para determinação dos custos dos materiais avaliados, foi feito o uso da planilha do Sistema Nacional de Preços e Índices para a Construção Civil (SINAPI), referente ao mês de setembro de 2020. O preço do concreto foi estabelecido de acordo com a Figura 40, assim foi feita a comparação dos custos do concreto para os dois projetos analisados. O primeiro projeto apresentou um custo de concreto no valor de R\$ 71.573,04, já para o segundo projeto, o valor do concreto estimado é de R\$ 87.065,04 como mostra o Gráfico 7.

Figura 40: Preço do insumo concreto retirado da SINAPI.

00034495	CONCRETO	USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C35, COM BRITA 0 E 1, SLUMP =	M3	CR	309,84
100 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)					

Fonte: SINAPI

Gráfico 7: Comparativo de custos do concreto



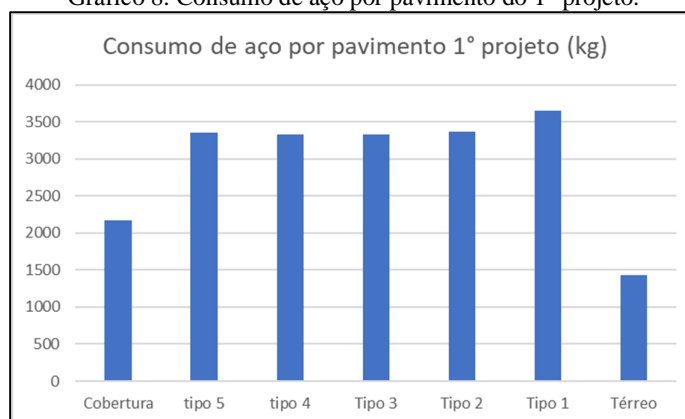
Fonte: O autor 2020

O segundo projeto tem um custo estimado cerca de 21,645% maior em relação ao primeiro projeto. Entretanto, essa diferença justifica-se pelo padrão de segurança da estrutura quanto ao incêndio com TRRF de 120 minutos.

7.4.2 Aço

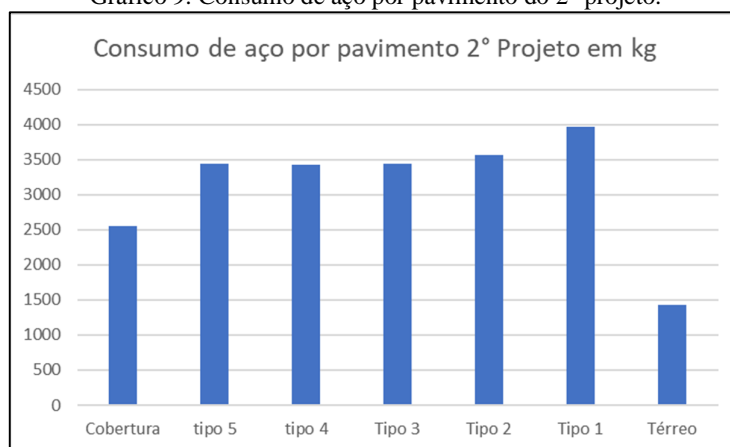
Outro elemento que usamos de comparativo foi o aço. Este elemento é presente em toda a estrutura e pode-se notar que do primeiro para o segundo projeto a maior alteração também foi nas lajes devido ao aumento da altura. Em relação aos pilares, alguns tiveram uma variação mais alta, já as vigas mantiveram um padrão e as pequenas alterações nas vigas ocorreram principalmente devido ao aumento das lajes, que naturalmente aumentaram as cargas nas vigas. Observou-se também uma pequena alteração devido ao incêndio, e estes resultados estão apresentados nos Gráficos 8, 9, 10 e 11.

Gráfico 8: Consumo de aço por pavimento do 1º projeto.



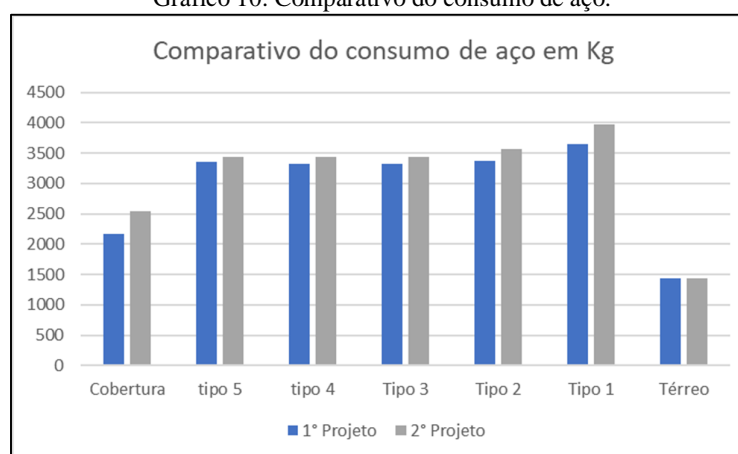
Fonte: O autor 2020.

Gráfico 9: Consumo de aço por pavimento do 2º projeto.



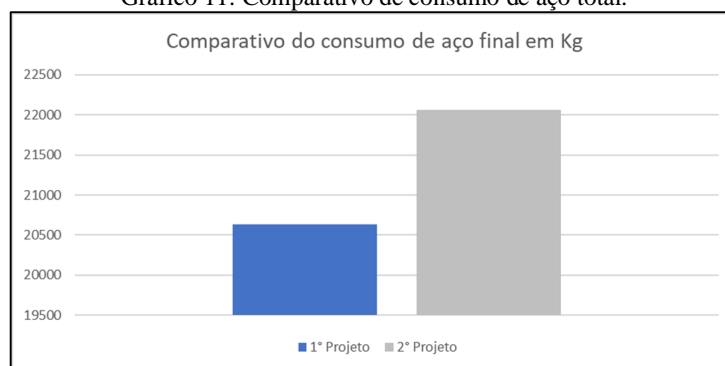
Fonte: O autor 2020.

Gráfico 10: Comparativo do consumo de aço.



Fonte: O autor 2020

Gráfico 11: Comparativo de consumo de aço total.



Fonte: O autor 2020.

Analisando os gráficos podemos perceber que o aumento de aço é considerável. No primeiro tipo e na cobertura podemos ver que há uma diferença um pouco maior e olhando os valores finais, constata-se que houve um aumento de 6,92% no consumo de aço.

Para definir o custo do aço foi considerado a SINAPI com referência de coleta do mês de setembro de 2020, com isso foi geradas as Tabelas 49 e 50 a seguir:

Tabela 49: Custo do aço para o 1° projeto.

Diâmetro (mm)	Consumo (kg)	Código Sinapi	Preço (R\$)	Preço total (R\$)
5	1399	43061	5,67	7932,33
6,3	5361	34449	6,72	36025,92
8	4015	33	6,07	24371,05
10 - 12,5 - 16 20	9859	43058	5,7	56196,3
Custo total do aço				124.525,6

Fonte: O autor 2020.

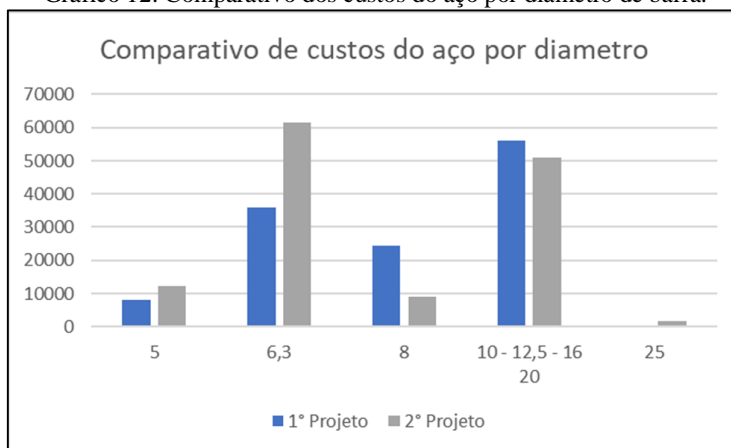
Tabela 50: Custo do aço para o 2° projeto

Diâmetro (mm)	Consumo (kg)	Código Sinapi	Preço (R\$)	Preço total (R\$)
5	2160	43061	5,67	12247,2
6,3	9165	34449	6,72	61588,8
8	1498	33	6,07	9092,86
10 - 12,5 - 16 20	8962	43058	5,7	51083,4
25	278	43056	5,72	1590,16
Custo total do aço				135.602,42

Fonte: O autor 2020.

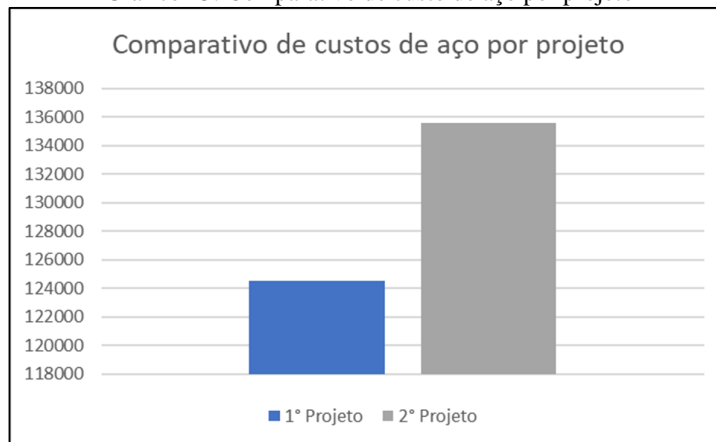
Com os custos do aço definidos, para uma melhor visualização foi feito o Gráfico 12 para uma comparação de consumo por diâmetro e analisando o gráfico em questão, nota-se uma diferença de consumo muito alta na barra de diâmetro de 6,3 milímetros, barra mais utilizada nos detalhamentos de lajes - elemento que sofreu alteração. O Gráfico 13 mostra que a diferença do total do aço consumido é de 6,92 % enquanto em relação ao custo, essa diferença é de 8,89% devido a consideração de preços diferentes por barras, que mostra uma diferença de custo considerável para o aço. Essa diferença é justificável pelo benefício da segurança de uma estrutura a um incêndio com TRRF de 120 minutos.

Gráfico 12: Comparativo dos custos do aço por diâmetro de barra.



Fonte: O autor 2020.

Gráfico 13: Comparativo de custo de aço por projeto



Fonte: O autor 2020.

7.4.3 Formas.

As formas de acordo com os relatórios gerados pelo @TQS apresentaram uma pequena alteração em seus consumos em relação aos respectivos projetos. Os custos finais das formas foram determinados de acordo com a Sinapi referente ao mês de setembro de 2020, nota-se uma pequena mudança entre os projetos tendo em vista a pequena influência do aumento da altura da laje. Para o uso das formas foram consideradas chapas de madeira compensada resinada com dimensões de 2,2 x 1,1 metros, com espessura de 14 milímetros. Os custos das formas estão representados nas Tabelas 51 e 52 a seguir:

Tabela 51: Determinação do custo de Formas para o 1º projeto.

Formas (m ²)	Código Sinapi	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
2539	0001355	19,86	50.424,54

Fonte: O autor 2020.

Tabela 52: Determinação do custo de Formas para o 2º projeto.

Formas (m ²)	Código Sinapi	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
2483	0001355	19,86	49.312,38

Fonte: O autor 2020.

8 CONCLUSÃO

Diante dos estudos realizados neste trabalho, atendendo aos objetivos específicos e gerais apresentados, podemos concluir que é fundamental o dimensionamento de um projeto estrutural de acordo com as normas regulamentadoras, atendendo a segurança e a durabilidade da forma mais econômica possível. As verificações quanto ao incêndio são um exemplo para a segurança de uma estrutura. Embora incêndios sejam fenômeno esporádicos, os mesmos tem impactos financeiros, sociais e ambientais bastantes relevantes, podendo haver até mesmo casos trágicos de óbito dos ocupantes do imóvel. Nesse sentido, garantir a resistência das estruturas a este tipo de fenômeno é uma medida de extrema necessidade e responsabilidade caso ocorram tais eventualidades.

Muitos fatores podem interferir em uma verificação de incêndio e o ideal é sempre um estudo avaliativo antes do início de todos os projetos, para que o incêndio seja considerado desde a elaboração do projeto arquitetônico, já considerando as medidas quanto a este tipo de acidente.

Durante o processo de estudo e das verificações realizadas foi notável que a base das vigas e pilares, e altura das lajes são as principais dimensões que influenciam nas verificações quanto ao incêndio. Outro fator que é muito importante é o cobrimento, valor que afeta diretamente no c_1 mínimo, valores determinados através de tabelas apresentadas em cada método.

Para os pilares, uma das principais dificuldades, foi a excentricidade, que excedeu os limites normativos, mesmo os pilares tendo o tempo de resistência ao fogo maior que os tempos analisados, mostrando o quanto a análise de incêndio é complexa. Como sugestão de continuação deste trabalho, sugerimos uma análise mais criteriosa sobre as verificações e os métodos disponíveis, avaliando também a influência da excentricidade nas verificações com um estudo mais específico para os pilares, para que os mesmos tenham resultados mais precisos.

Dentre o estudo comparativo feito podemos ver que houve uma diferença considerável em relação aos consumos e custos para o aço, que teve um aumento de 8,89%; já para o concreto esta diferença foi bem maior, onde apresentou uma diferença de 21,65%. Vale ressaltar que o projeto em comparação foi submetido ao incêndio de 120 minutos, o maior valor de incêndio considerado no trabalho, assim a estrutura alcançaria um nível elevado de segurança quanto ao fenômeno do incêndio, o que seria um ótimo dimensionamento considerando que o projeto em

questão é de um edifício comercial. Para os incêndios de 30, 60 e 90 minutos não houve a necessidade de mudança do projeto.

Com isso concluímos que a consideração do incêndio é fundamental nas estruturas que lhe cabem, mesmo com um consumo um pouco mais elevado, o custo é compensado quando comparado à segurança, o que torna ainda mais viável as verificações quanto ao incêndio nas estruturas de concreto armado.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ALBUQUERQUE, G. B. M. L. de. **Dimensionamento de Vigas de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 2012. 245 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

ARAÚJO, J. M.. **Curso de concreto armado**. V. 1, 3. Ed. Rio Grande: Dunas, 2010.

ARAÚJO, R.C.L.; RODRIGUES, L. H.V.; FREIATS, E. G. **Materiais de construção**. Rio de Janeiro, 2000. Disponível em:

<<http://engenhariaconcursos.com.br/arquivos/Materiais/concretosimples.pdf>>. Acesso em: 25 de março de 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. NBR 5739: Concreto: ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 6118**: Projetos de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 2019. (versão corrigida 2019).

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 1988. (versão corrigida 2 de 2013).

_____. **NBR 7480**: Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado: especificações. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 8522**: Concreto: Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro, 2003. (versão corrigida 2004).

_____. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais: classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR 12118**: Argamassa, assentamento, teto, revestimento, parede. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2001. Nov.

_____. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012. Mai.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto armado**. Notas de aula, UNESP. Bauru: 2006. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>>. Acesso em: 28 de março de 2020.

BARROS, M. M. S. B. de; MELHADO, S. B.. **Recomendações para a produção de estruturas de concreto armado em edifícios**. São Paulo: 1998. Disponível em: <http://www.pcc.usp.br/files/text/publications/TT_00004.pdf>. Acesso em: 31 de outubro de 2016.

BARROS, Mercia M. B. B.; SABBATINI, Fernando H.. **Diretrizes para o processo de projeto para a implantação de tecnologias construtivas racionalizadas na produção de edifícios**. 2003. 24 p..Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PPC/172.

CALDAS, R. B. **Análise Numérica de Estruturas de Aço, Concreto e Mistas em Situação de Incêndio**. Belo Horizonte: UFMG, 2008.

CÂNDIDO, Carlos Arthur de Oliveira. **Dimensionamento de um edifício para situação normal de temperatura e para situação de incêndio: uma análise comparativa**.2019. 161 f. TCC (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2019.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R.. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014.4. Ed. São Carlos: Edufscar, 2014.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M.. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. V. II, 2. Ed. Editora Pini: 2013.

CARVALHO, Matheus de Almeida. **VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia: 2018.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de Elementos de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 1. ed. Dissertação (Doutorado). São Paulo: USP, 2008.

COSTA, C. N; SILVA, V.P. **Recomendações para dimensionamento de elementos de concreto à flexão simples em situação de Incêndio**. São Paulo: Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 2003.

DELLATORRE, Lázaro Augusto. **Análise comparativa de custo entre edifício de alvenaria estrutural e de concreto armado convencional**. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria: 2014.

ELIENAY, Daliny Natal garcia. **Estudo comparativo de custo com materiais em um edifício residencial analisando sistemas estruturais distintos: Concreto armado e Alvenaria estrutural**. Trabalho de conclusão de curso, Centro universitario do sul de Minas . Varginha: 2016.

GERDAU. **Aço para construção civil**. Disponível em:

<https://www.comercialgerdau.com.br/produtos/download/6_AcoConstrucaoCivil.pdf>.

Acesso em: 25 de março de 2020.

GIONGO, José Samuel. **Concreto Armado: Introdução e propriedade dos materiais**. São Carlos, 2007. Disponível em:

<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Introd_Prop_Materiais.pdf>. Acesso em: 25 de março de 2020.

KUHN, Suede Steil. **Projeto estrutural parcial em concreto armado de uma residência unifamiliar de acordo com a normalização em vigor**. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis: 2015.

LIMA, R. C. A. et al. **Efeito de Altas Temperaturas no Concreto**. Porto Alegre: UFRGS, 2004. Disponível em:

<http://www.deecc.ufc.br/Download/TB819_Patologia_e_Recuperacao_de_Estruturas_de_Concreto/Efeito_do_fogo_no_concreto.pdf>. Acesso em 10 abr. 2020.

LIMA, Juliana Soares. **Verificação da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**. 2001. 249f. Dissertação - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2001.

LOPES, A. P., SANTOS; G. O.; SOUZA, A.L.A.C (2005). **Estudo sobre diferentes métodos de análise p-delta**. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 47., Olinda. Anais...Instituto Brasileiro de Concreto, São Paulo, 2005.

NOBUYOSHI, Paulo Assahi. **Sistema de fôrmas para o concreto**. Disponível em: <http://www.deecc.ufc.br/Download/TB736_construcao%20de%20edificios>. Acesso em 05 de abr. 2020.

OLIVEIRA, Danielle Meireles de. **Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração das não-linearidades física e geométrica na análise global das estruturas de concreto armado**. (2007). 327f. Tese (Pós-Graduação em Engenharia das Estruturas) - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

PERES, Pedro de Oliveira. **Um estudo comparativo sobre os sistemas de fôrmas: mesa voadora x convencional**. Trabalho de conclusão de curso, UFRJ. Rio de Janeiro: 2013. Disponível em: <<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10006479.pdf>>. Acesso em: 09 de abril de 2020.

PRUDÊNCIO JR., L. R. et al. **Correlação entre a Resistência do Concreto e o Teor de Fibras de Polipropileno na Prevenção do Spalling**. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 2013. Disponível em: <<http://pet.ecv.ufsc.br/2013/10/correlacao-entre-a-resistencia-do-concreto-e-o-teor-de-fibras-de-polipropileno-na-prevencao-do-spalling-2/>>. Acesso em: 10 abr. 2020.

REINA, A. G. R. **Dimensionamento de Elementos de Concreto à Flexão Simples em Situação de Incêndio**. Fortaleza: UFC, 2010.

SCADELAI, M. A.; PINHEIRO, L. M.. **Estruturas de concreto**. USP: São Paulo, 2003. Disponível em:
<<http://www.gdace.uem.br/romel/MDidatico/EstruturasConcretoII/16%20Pilares.pdf>>. Acesso em : 10 de abril de 2020.

SCARABELLO, Ricardo de Cuoghi. **ASPECTOS DE ANÁLISE DE RISCO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNCIO**. Dissertação apresentada para obtenção do título de mestre em Engenharia. Universidade de São Paulo. São Paulo: 2006.

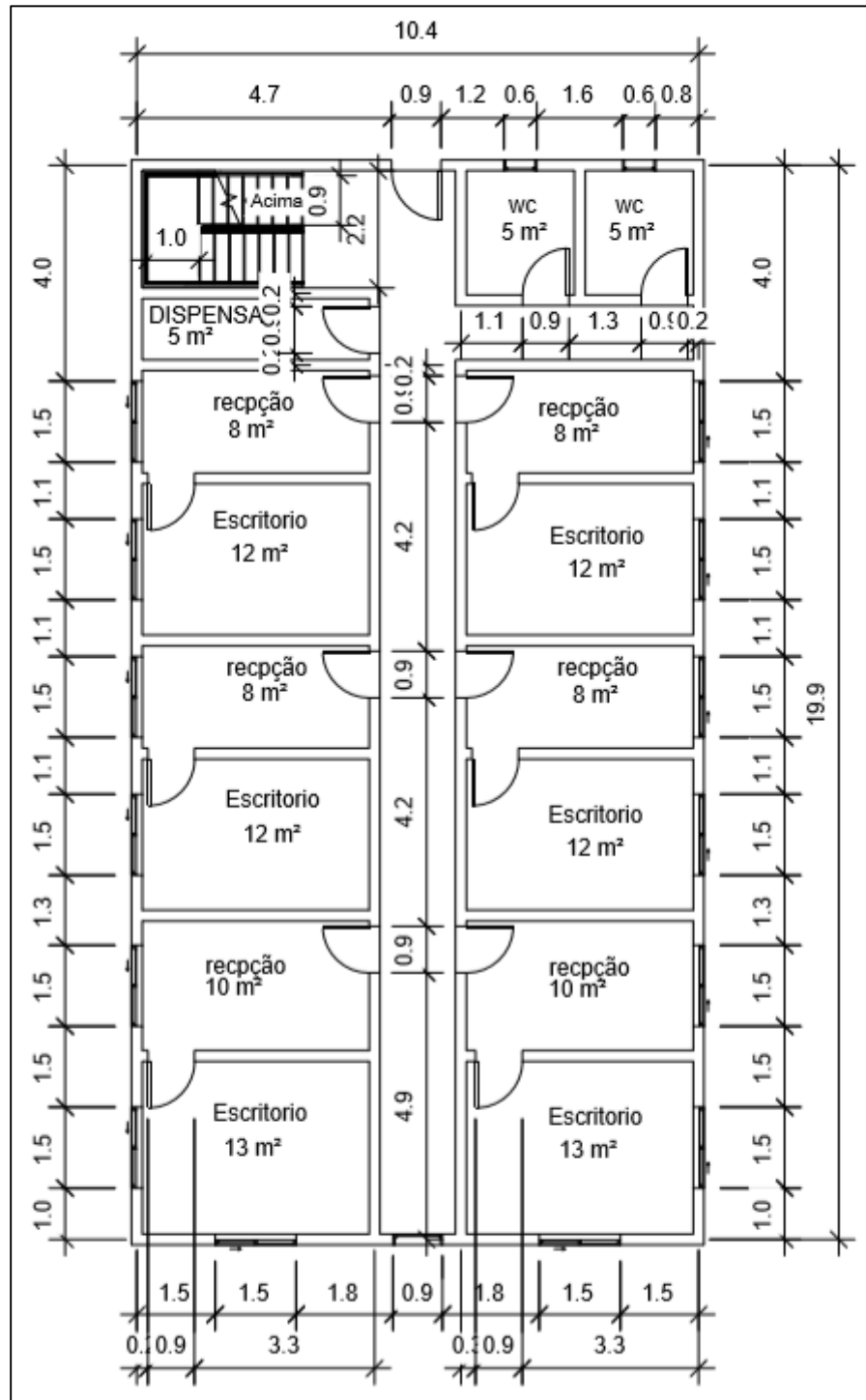
SILVA, V. P. **Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio**. 1. Ed. São Paulo: Blucher, 2012.

FEDERAL, Caixa Econômica. SINAPI – Índice da Construção Civil. Brasil, Governo Federal. Disponível em:< <https://www.caixa.gov.br/site/paginas/downloads.aspx> >

SOUZA JÚNIOR, T. F. **Estruturas de concreto armado**. Lavras, 23 p. Notas de aulas. Universidade Federal de Lavras. Disponível em:
<<https://docente.ifrn.edu.br/valtencirgomes/disciplinas/construcao-de-edificios/apostila-concreto>>. Acesso em: 26 de março de 2020.

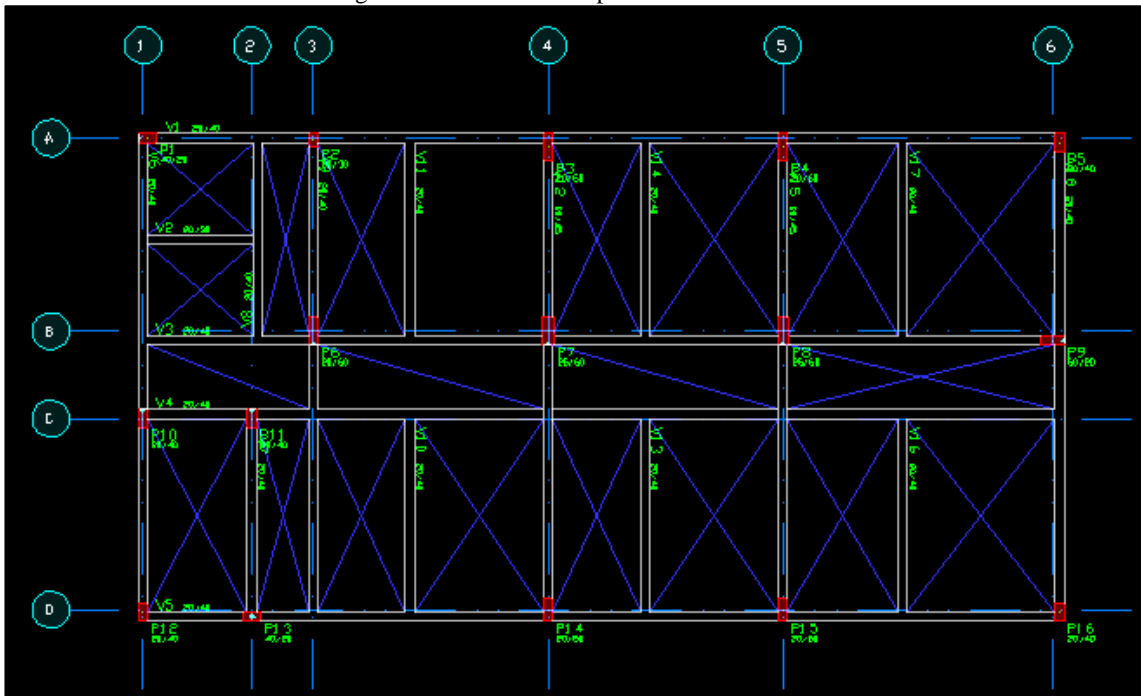
APÊNDICE A – Projeto arquitetônico e planta de forma.

Figura 1: projeto arquitetônico.



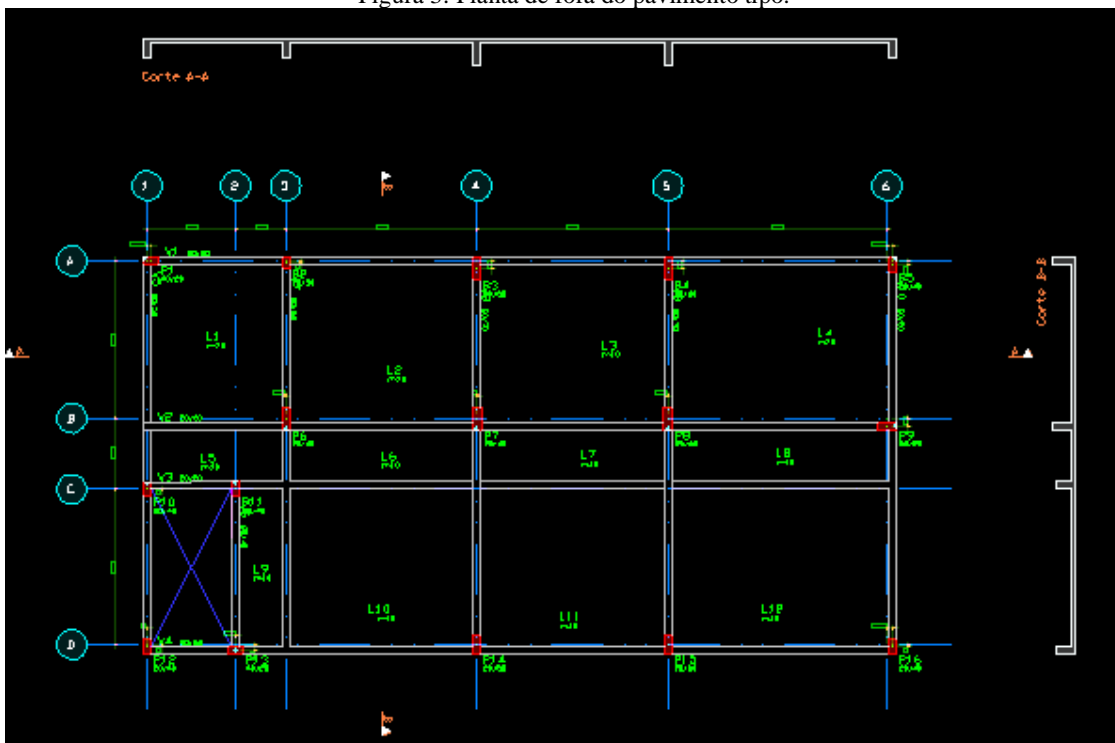
Fonte: autor (2020)

Figura 2: Planta de forma pavimento do Térreo



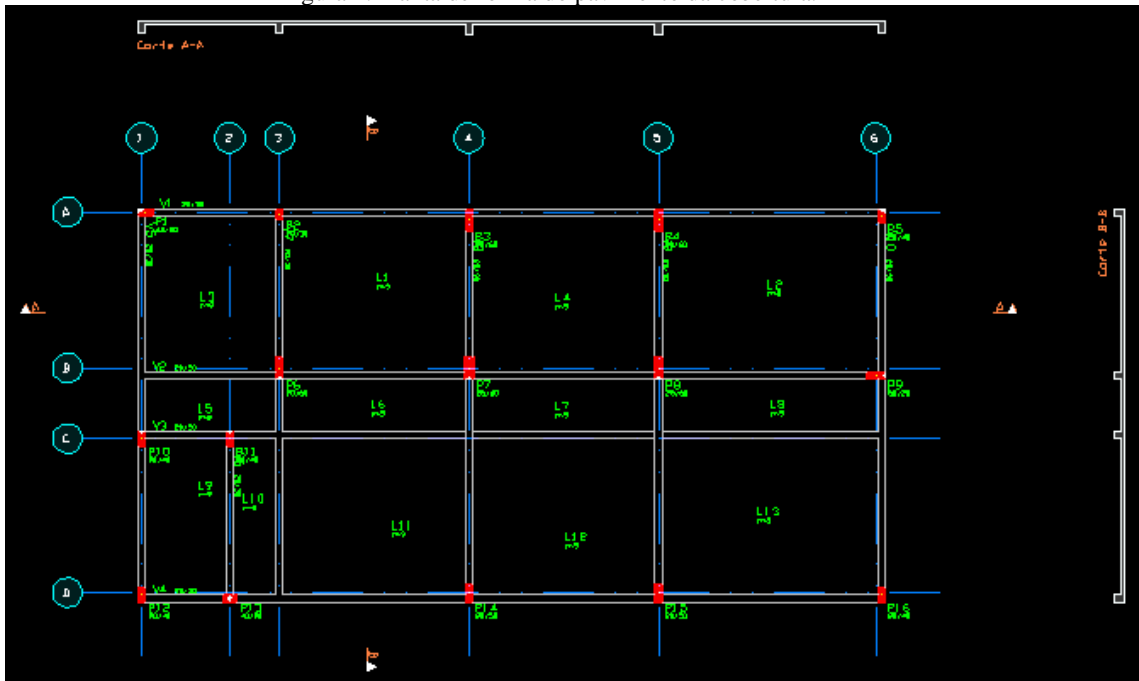
Fonte: O autor 2020.

Figura 3: Planta de fora do pavimento tipo. (Typical Floor Form Plan)



Fonte: O autor 2020.

Figura 4: Planta de forma do pavimento da cobertura.



Fonte: O autor 2020.

APÊNDICE B – Verificação ao incêndio de 30 minutos.

Figura 41: Dados de projeto

Edifício Projeto TCC Verificação ao incêndio de 30 min					
06/11/2020 16:29:06					
Legenda					
(Tabela de vigas)					
- Tipo: biapoiada ou contínua					
- b: largura da seção transversal (mm)					
- c1: Distância da armadura longitudinal à face exposta ao fogo (mm)					
(Tabela 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)					
- b: largura da nervura (mm)					
- hc: altura da capa (mm)					
(Tabela de pilares)					
- Tipo: comum, pilar-parede ou tirante					
- NSdi/NRd: relação entre a força solicitante de cálculo em situação de incêndio (tf) e a força resistente de cálculo em situação normal (tf)					
- NFE: número de faces expostas ao fogo					
- e: excentricidade (mm)					
- As/Ac: taxa geométrica de armadura					
- w: taxa mecânica de armadura					
- ni: força normal adimensional					
- le: pé-direito (m)					
- le.fi: comprimento efetivo em incêndio (m)					
- NB: número total de barras de armaduras					
- b x h: menor e maior 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), existe algum parâmetro fora dos limites normativos					
Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF)					
TRRF = 30 minutos					

Fonte: O autor 2020

Figura 42: Verificação das vigas do térreo

Térreo					
Vigas					
Título	Tipo	Vão	b	c1	Situação
V1	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	55	OK
		4	227	53	OK
V2	Biapoiada	1	227	52	OK
V3	Contínua	1	227	53	OK
		2	227	55	OK
		3	227	55	OK
		4	227	53	OK
V4	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	53	OK
		4	227	55	OK
		5	227	53	OK
V5	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	56	OK
		3	227	55	OK
		4	227	53	OK
V6	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
V7	Biapoiada	1	227	55	OK
V8	Biapoiada	1	227	53	OK
V9	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
V10	Biapoiada	1	227	53	OK
V11	Biapoiada	1	227	53	OK
V12	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	56	OK
V13	Biapoiada	1	227	52	OK
V14	Biapoiada	1	227	53	OK
V15	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	58	OK
V16	Biapoiada	1	227	53	OK
V17	Biapoiada	1	227	52	OK
V18	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK

Fonte: O autor 2020.

Figura 43: verificação dos pilares lances do térreo

Pilares													
Título	Tipo	NSdi/NRd	NFE	e	As/Ac	w	ni	le	le,fi	NB	b x h	cl	Situação
P1	Pilar	45.1/ 156.0 = 0.29	2	37	0.006	0.102	0.29	1.5	1.5	6	200x 400	53	TRF>TRRF*, TRF= 210
P2	Pilar	67.1/ 153.0 = 0.44	2	3	0.012	0.213	0.53	1.5	1.5	6	200x 300	56	OK, TRF= 191
P3	Pilar	74.0/ 267.5 = 0.28	2	1	0.004	0.068	0.33	1.5	1.5	6	200x 600	53	OK, TRF= 212
P4	Pilar	87.6/ 266.0 = 0.33	2	8	0.005	0.091	0.38	1.5	1.5	8	200x 600	53	OK, TRF= 202
P5	Pilar	42.0/ 156.6 = 0.27	2	39	0.006	0.102	0.27	1.5	1.5	6	200x 400	53	TRF>TRRF*, TRF= 214
P6	Pilar	140.8/ 281.1 = 0.50	2	2	0.009	0.159	0.58	1.5	1.5	14	200x 600	53	OK, TRF= 171
P7	Pilar	177.9/ 356.9 = 0.50	2	1	0.011	0.186	0.57	1.5	1.5	8	250x 600	58	OK, TRF= 198
P8	Pilar	200.3/ 417.3 = 0.48	2	2	0.022	0.389	0.55	1.5	1.5	15	250x 600	58	OK, TRF= 202
P9	Pilar	109.4/ 215.3 = 0.51	2	9	0.006	0.109	0.56	1.5	1.5	8	200x 500	53	OK, TRF= 170
P10	Pilar	48.4/ 173.1 = 0.28	2	7	0.006	0.102	0.31	1.5	1.5	6	200x 400	53	OK, TRF= 212
P11	Pilar	65.6/ 168.2 = 0.39	2	15	0.006	0.102	0.42	1.5	1.5	6	200x 400	53	OK, TRF= 191
P12	Pilar	11.1/ 182.6 = 0.06	2	22	0.006	0.102	0.07	1.5	1.5	6	200x 400	53	OK, TRF= 256
P13	Pilar	78.4/ 164.2 = 0.48	2	7	0.006	0.102	0.51	1.5	1.5	6	200x 400	53	OK, TRF= 175
P14	Pilar	115.1/ 242.0 = 0.48	2	6	0.020	0.355	0.49	1.5	1.5	14	200x 500	53	OK, TRF= 175
P15	Pilar	115.5/ 259.1 = 0.45	2	6	0.019	0.335	0.49	1.5	1.5	11	200x 500	56	OK, TRF= 189
P16	Pilar	59.7/ 152.7 = 0.39	2	27	0.006	0.102	0.39	1.5	1.5	6	200x 400	53	OK, TRF= 191

Fonte: O autor 2020.

Figura 44: Verificação das vigas do pavimento tipo.

Pavimento tipo					
Vigas					
Título	Tipo	Vão	b	c1	Situação
V1	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	55	OK
		4	227	53	OK
V2	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	55	OK
		4	227	56	OK
V3	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	53	OK
		4	227	55	OK
		5	227	53	OK
V4	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	56	OK
		3	227	55	OK
		4	227	53	OK
V5	Contínua	1	227	53	OK
		2	227	55	OK
V6	Biapoiada	1	227	55	OK
V7	Contínua	1	227	56	OK
		2	227	56	OK
V8	Contínua	1	227	56	OK
		2	227	58	OK
V9	Contínua	1	227	56	OK
		2	227	58	OK
V10	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	56	OK

Fonte: O autor 2020.

Figura 45: Verificação das lajes do pavimento tipo

Lajes								
Título	Tipo	Dir. As	Ly/Lx	h	c1	b	hc	Situação
L1	Apoiada	2 dir.	1.2	113	42	---	---	OK
L2	Apoiada	2 dir.	1.2	113	42	---	---	OK
L3	Apoiada	2 dir.	1.2	113	42	---	---	OK
L4	Apoiada	2 dir.	1.4	113	42	---	---	OK
L5	Apoiada	1 dir.	2.5	113	42	---	---	OK
L6	Apoiada	1 dir.	3.5	113	42	---	---	OK
L7	Apoiada	1 dir.	3.5	113	42	---	---	OK
L8	Apoiada	1 dir.	4.1	113	42	---	---	OK
L9	Apoiada	1 dir.	3.7	113	42	---	---	OK
L10	Apoiada	2 dir.	1.2	113	42	---	---	OK
L11	Apoiada	2 dir.	1.2	113	42	---	---	OK
L12	Apoiada	2 dir.	1.4	113	42	---	---	OK

Fonte: O autor 2020

Figura 46: Verificação dos pilares nos lances do pavimento tipo

Pilares													
Título	Tipo	NSdi/NRd	NFE	e	As/Ac	w	ni	le	le,fi	NB	b x h	cl	Situação
P1	Pilar	39.6/ 169.8 = 0.23	2	24	0.006	0.102	0.26	3.5	3.5	6	200x 400	53	OK, TRF= 177
P2	Pilar	58.5/ 153.8 = 0.38	2	3	0.012	0.213	0.46	3.5	3.5	6	200x 300	56	OK, TRF= 160
P3	Pilar	65.7/ 270.1 = 0.24	2	1	0.004	0.068	0.29	3.5	3.5	6	200x 600	53	OK, TRF= 176
P4	Pilar	78.4/ 264.1 = 0.30	2	6	0.004	0.068	0.35	3.5	3.5	6	200x 600	53	OK, TRF= 166
P5	Pilar	37.2/ 170.7 = 0.22	2	24	0.006	0.102	0.24	3.5	3.5	6	200x 400	53	OK, TRF= 180
P6	Pilar	127.2/ 342.8 = 0.37	2	1	0.020	0.350	0.45	3.5	3.5	12	200x 600	58	OK, TRF= 168
P7	Pilar	161.8/ 363.2 = 0.45	2	1	0.011	0.186	0.52	3.5	3.5	8	250x 600	58	OK, TRF= 166
P8	Pilar	183.1/ 417.5 = 0.44	2	2	0.021	0.364	0.51	3.5	3.5	10	250x 600	60	OK, TRF= 174
P9	Pilar	98.7/ 259.1 = 0.38	2	7	0.016	0.280	0.44	3.5	3.5	8	200x 500	58	OK, TRF= 166
P10	Pilar	42.7/ 170.3 = 0.25	2	4	0.006	0.102	0.28	3.5	3.5	6	200x 400	53	OK, TRF= 174
P11	Pilar	58.7/ 175.9 = 0.33	2	11	0.006	0.102	0.38	3.5	3.5	6	200x 400	53	OK, TRF= 160
P12	Pilar	9.5/ 181.6 = 0.05	2	24	0.006	0.102	0.06	3.5	3.5	6	200x 400	53	OK, TRF= 211
P13	Pilar	69.2/ 169.2 = 0.41	2	6	0.006	0.102	0.45	3.5	3.5	6	200x 400	53	OK, TRF= 147
P14	Pilar	103.1/ 265.3 = 0.39	2	5	0.019	0.328	0.44	3.5	3.5	6	200x 500	60	OK, TRF= 171
P15	Pilar	103.9/ 265.0 = 0.39	2	5	0.019	0.328	0.45	3.5	3.5	6	200x 500	60	OK, TRF= 171
P16	Pilar	53.1/ 163.7 = 0.32	2	20	0.006	0.102	0.34	3.5	3.5	6	200x 400	53	OK, TRF= 161

Fonte: O autor 2020.

Figura 47: Verificação das vigas da cobertura.

Cobertura					
Vigas					
Título	Tipo	Vão	b	c1	Situação
V1	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	52	OK
		3	227	52	OK
		4	227	52	OK
V2	Contínua	1	227	52	OK
		2	227	52	OK
		3	227	52	OK
		4	227	52	OK
V3	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	52	OK
		4	227	55	OK
		5	227	52	OK
V4	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	55	OK
		4	227	52	OK
V5	Contínua	1	227	52	OK
		2	227	55	OK
V6	Biapoiada	1	227	52	OK
V7	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
V8	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
V9	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	56	OK
V10	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK

Fonte: O autor 2020.

Figura 48: Verificação das lajes da cobertura.

Lajes								
Título	Tipo	Dir. As	Ly/Lx	h	c1	b	hc	Situação
L1	Apoiada	2 dir.	1.2	103	42	---	---	OK
L2	Apoiada	2 dir.	1.4	103	42	---	---	OK
L3	Apoiada	2 dir.	1.2	103	42	---	---	OK
L4	Apoiada	2 dir.	1.2	103	42	---	---	OK
L5	Apoiada	1 dir.	2.5	103	42	---	---	OK
L6	Apoiada	1 dir.	3.5	103	42	---	---	OK
L7	Apoiada	1 dir.	3.5	103	42	---	---	OK
L8	Apoiada	1 dir.	4.1	103	42	---	---	OK
L9	Apoiada	2 dir.	1.9	103	42	---	---	OK
L10	Apoiada	1 dir.	3.7	103	42	---	---	OK
L11	Apoiada	2 dir.	1.2	103	42	---	---	OK
L12	Apoiada	2 dir.	1.2	103	42	---	---	OK
L13	Apoiada	2 dir.	1.4	103	42	---	---	OK

Fonte: O autor 2020.

Figura 49: Verificação dos pilares do lance da cobertura.

Pilares													
Título	Tipo	NSdi/NRd	NFE	e	As/Ac	w	ni	le	le, fi	NB	b x h	cl	Situação
P1	Pilar	3.2/ 170.4 = 0.02	2	356	0.006	0.102	0.02	3.5	3.5	6	200x 400	53	TRF>TRRF*, TRF= 217
P2	Pilar	4.3/ 134.0 = 0.03	2	48	0.005	0.091	0.04	3.5	3.5	4	200x 300	53	TRF>TRRF*, TRF= 188
P3	Pilar	5.6/ 269.9 = 0.02	2	21	0.004	0.068	0.02	3.5	3.5	6	200x 600	53	OK, TRF= 217
P4	Pilar	6.5/ 261.5 = 0.02	2	114	0.004	0.068	0.03	3.5	3.5	6	200x 600	53	TRF>TRRF*, TRF= 216
P5	Pilar	3.5/ 168.2 = 0.02	2	363	0.006	0.102	0.02	3.5	3.5	6	200x 400	53	TRF>TRRF*, TRF= 217
P6	Pilar	8.6/ 268.4 = 0.03	2	14	0.004	0.068	0.04	3.5	3.5	6	200x 600	53	OK, TRF= 215
P7	Pilar	11.5/ 326.7 = 0.04	2	7	0.005	0.085	0.04	3.5	3.5	6	250x 600	56	OK, TRF= 236
P8	Pilar	13.0/ 319.1 = 0.04	2	47	0.005	0.085	0.05	3.5	3.5	6	250x 600	56	TRF>TRRF*, TRF= 235
P9	Pilar	7.8/ 209.4 = 0.04	2	101	0.005	0.082	0.04	3.5	3.5	6	200x 500	53	TRF>TRRF*, TRF= 214
P10	Pilar	4.0/ 170.1 = 0.02	2	27	0.006	0.102	0.03	3.5	3.5	6	200x 400	53	OK, TRF= 216
P11	Pilar	5.3/ 177.8 = 0.03	2	112	0.006	0.102	0.03	3.5	3.5	6	200x 400	53	TRF>TRRF*, TRF= 215
P12	Pilar	1.8/ 181.3 = 0.01	2	49	0.006	0.102	0.01	3.5	3.5	6	200x 400	53	TRF>TRRF*, TRF= 219
P13	Pilar	5.7/ 167.3 = 0.03	2	103	0.006	0.102	0.04	3.5	3.5	6	200x 400	53	TRF>TRRF*, TRF= 214
P14	Pilar	7.9/ 202.5 = 0.04	2	49	0.005	0.082	0.04	3.5	3.5	6	200x 500	53	TRF>TRRF*, TRF= 213
P15	Pilar	8.3/ 201.0 = 0.04	2	48	0.005	0.082	0.04	3.5	3.5	6	200x 500	53	TRF>TRRF*, TRF= 213
P16	Pilar	4.7/ 168.9 = 0.03	2	293	0.009	0.160	0.03	3.5	3.5	6	200x 400	56	TRF>TRRF*, TRF= 225

Fonte: O autor 2020.

APÊNDICE C – Verificação ao incêndio de 60 minutos

Figura 50: Dados de projeto

Edifício Projeto TCC Verificação ao incêndio de 60 min					
06/11/2020 16:30:53					
Legenda					
(Tabela de vigas)					
- Tipo: biapoiada ou contínua					
- b: largura da seção transversal (mm)					
- c1: distância da armadura longitudinal à face exposta ao fogo (mm)					
(Tabela de lajes)					
- Tipo: apoiada em vigas, lisa ou coqueleto, 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)					
- b: largura da nervura (mm)					
- hc: altura da capa (mm)					
(Tabela de pilares)					
- Tipo: comum, pilar-parede ou tirante					
- NSd/NRd: relação entre a força solicitante de cálculo em situação de incêndio (tf) e a força resistente de cálculo em situação normal (tf)					
- NFE: número de faces expostas ao fogo					
- e: excentricidade (mm)					
- As/As: taxa geométrica de armadura					
- w: taxa mecânica de armadura					
- ni: força normal adimensional					
- le: pé-direito (m)					
- le,fi: comprimento efetivo em incêndio (m)					
- NB: número total de barras de armaduras					
- b x h: menor e maior 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), existe algum parâmetro fora dos limites normativos					
Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF)					
TRRF = 60 minutos					

Fonte: O autor 2020

Figura 51: Verificação das vigas do térreo

Térreo					
Vigas					
Título	Tipo	Vão	b	c1	Situação
V1	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	55	OK
		4	227	53	OK
V2	Biapoiada	1	227	52	OK
V3	Contínua	1	227	53	OK
		2	227	55	OK
		3	227	55	OK
		4	227	53	OK
V4	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	53	OK
		4	227	55	OK
		5	227	53	OK
V5	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	56	OK
		3	227	55	OK
		4	227	53	OK
V6	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
V7	Biapoiada	1	227	55	OK
V8	Biapoiada	1	227	53	OK
V9	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
V10	Biapoiada	1	227	53	OK
V11	Biapoiada	1	227	53	OK
V12	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	56	OK
V13	Biapoiada	1	227	53	OK
V14	Biapoiada	1	227	53	OK
V15	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	58	OK
V16	Biapoiada	1	227	53	OK
V17	Biapoiada	1	227	53	OK
V18	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK

Fonte: O autor 2020.

Figura 3: Verificação das vigas do pavimento tipo.

Pavimento tipo					
Vigas					
Título	Tipo	Vão	b	c1	Situação
V1	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	55	OK
		4	227	53	OK
V2	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	55	OK
		4	227	56	OK
V3	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	53	OK
		4	227	55	OK
		5	227	53	OK
V4	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	56	OK
		3	227	55	OK
		4	227	53	OK
V5	Contínua	1	227	53	OK
		2	227	55	OK
V6	Bispoiada	1	227	55	OK
V7	Contínua	1	227	56	OK
		2	227	56	OK
V8	Contínua	1	227	56	OK
		2	227	58	OK
V9	Contínua	1	227	56	OK
		2	227	58	OK
V10	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	56	OK

Fonte: O autor 2020.

Figura 4: Verificação das lajes do pavimento tipo

Lajes								
Título	Tipo	Dir. As	Ly/Lx	h	c1	b	hc	Situação
L1	Apoiada	2 dir.	1.2	113	42	---	---	OK
L2	Apoiada	2 dir.	1.2	113	42	---	---	OK
L3	Apoiada	2 dir.	1.2	113	42	---	---	OK
L4	Apoiada	2 dir.	1.4	113	42	---	---	OK
L5	Apoiada	1 dir.	2.5	113	42	---	---	OK
L6	Apoiada	1 dir.	3.5	113	42	---	---	OK
L7	Apoiada	1 dir.	3.5	113	42	---	---	OK
L8	Apoiada	1 dir.	4.1	113	42	---	---	OK
L9	Apoiada	1 dir.	3.7	113	42	---	---	OK
L10	Apoiada	2 dir.	1.2	113	42	---	---	OK
L11	Apoiada	2 dir.	1.2	113	42	---	---	OK
L12	Apoiada	2 dir.	1.4	113	42	---	---	OK

Fonte: O autor 2020

Figura 5: Verificação das vigas da cobertura.

Cobertura					
Vigas					
Título	Tipo	Vão	b	c1	Situação
V1	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	52	OK
		3	227	52	OK
		4	227	52	OK
V2	Contínua	1	227	52	OK
		2	227	52	OK
		3	227	52	OK
		4	227	52	OK
V3	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	52	OK
		4	227	55	OK
		5	227	52	OK
V4	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	55	OK
		4	227	52	OK
V5	Contínua	1	227	52	OK
		2	227	55	OK
V6	Biapoiada	1	227	52	OK
V7	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
V8	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
V9	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	56	OK
V10	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK

Fonte: O autor 2020.

Figura 6: Verificação das lajes da cobertura.

Lajes								
Título	Tipo	Dir. As	Ly/Lx	h	c1	b	hc	Situação
L1	Apoiada	2 dir.	1.2	103	42	---	---	OK
L2	Apoiada	2 dir.	1.4	103	42	---	---	OK
L3	Apoiada	2 dir.	1.2	103	42	---	---	OK
L4	Apoiada	2 dir.	1.2	103	42	---	---	OK
L5	Apoiada	1 dir.	2.5	103	42	---	---	OK
L6	Apoiada	1 dir.	3.5	103	42	---	---	OK
L7	Apoiada	1 dir.	3.5	103	42	---	---	OK
L8	Apoiada	1 dir.	4.1	103	42	---	---	OK
L9	Apoiada	2 dir.	1.9	103	42	---	---	OK
L10	Apoiada	1 dir.	3.7	103	42	---	---	OK
L11	Apoiada	2 dir.	1.2	103	42	---	---	OK
L12	Apoiada	2 dir.	1.2	103	42	---	---	OK
L13	Apoiada	2 dir.	1.4	103	42	---	---	OK

Fonte: O autor 2020.

APÊNDICE D – Verificação ao incêndio de 90 minutos.

Figura 52: Dados de projeto

Edifício Projeto TCC Verificação ao incêndio de 90 min					
06/11/2020 16:31:23					
Legenda					
(Tabela de vigas)					
- Tipo: biapoiada ou contínua					
- b: largura da seção transversal (mm)					
- c1: distância da armadura longitudinal à face exposta ao fogo (mm)					
(Tabela 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)					
- b: largura da nervura (mm)					
- hc: altura da capa (mm)					
(Tabela de pilares)					
- Tipo: comum, pilar-parede ou tirante					
- NSd/NRd: relação entre a força solicitante de cálculo em situação de incêndio (tf) e a força resistente de cálculo em situação normal (tf)					
- NFE: número de faces expostas ao fogo					
- e: excentricidade (mm)					
- As/Rc: taxa geométrica de armadura					
- w: taxa mecânica de armadura					
- ni: força normal adimensional					
- le: pé-direito (m)					
- le,fi: comprimento efetivo em incêndio (m)					
- NB: número total de barras de armaduras					
- b x h: menor e maior 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), existe algum parâmetro fora dos limites normativos					
Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF)					
TRRF = 90 minutos					

Fonte: O autor 2020

Figura 53: Verificação das vigas do térreo

Térreo					
Vigas					
Título	Tipo	Vão	b	c1	Situação
V1	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	55	OK
		4	227	53	OK
V2	Biapoiada	1	227	52	OK
V3	Contínua	1	227	53	OK
		2	227	55	OK
		3	227	55	OK
		4	227	53	OK
V4	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	53	OK
		4	227	55	OK
		5	227	53	OK
V5	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	56	OK
		3	227	55	OK
		4	227	53	OK
V6	Contínua	1	227	55	OK
V6	Contínua	2	227	55	OK
V7	Biapoiada	1	227	55	OK
V8	Biapoiada	1	227	53	OK
V9	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
V10	Biapoiada	1	227	53	OK
V11	Biapoiada	1	227	53	OK
V12	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	56	OK
V13	Biapoiada	1	227	53	OK
V14	Biapoiada	1	227	53	OK
V15	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
V16	Biapoiada	1	227	53	OK
V17	Biapoiada	1	227	53	OK
V18	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK

Fonte: O autor 2020.

Figura 3: Verificação das vigas do pavimento tipo.

Pavimento tipo					
Vigas					
Título	Tipo	Vão	b	c1	Situação
V1	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	55	OK
		4	227	53	OK
V2	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	55	OK
		4	227	56	OK
V3	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	53	OK
		4	227	55	OK
		5	227	53	OK
V4	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	56	OK
		3	227	55	OK
		4	227	53	OK
V5	Contínua	1	227	53	OK
		2	227	55	OK
V6	Biapoiada	1	227	55	OK
V7	Contínua	1	227	56	OK
		2	227	56	OK
V8	Contínua	1	227	56	OK
		2	227	58	OK
V9	Contínua	1	227	56	OK
		2	227	58	OK
V10	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	56	OK

Fonte: O autor 2020.

Figura 4: Verificação das lajes do pavimento tipo

Lajes								
Título	Tipo	Dir. As	Ly/Lx	h	c1	b	hc	Situação
L1	Apoiada	2 dir.	1.2	113	42	---	---	OK
L2	Apoiada	2 dir.	1.2	113	42	---	---	OK
L3	Apoiada	2 dir.	1.2	113	42	---	---	OK
L4	Apoiada	2 dir.	1.4	113	42	---	---	OK
L5	Apoiada	1 dir.	2.5	113	42	---	---	OK
L6	Apoiada	1 dir.	3.5	113	42	---	---	OK
L7	Apoiada	1 dir.	3.5	113	42	---	---	OK
L8	Apoiada	1 dir.	4.1	113	42	---	---	OK
L9	Apoiada	1 dir.	3.7	113	42	---	---	OK
L10	Apoiada	2 dir.	1.2	113	42	---	---	OK
L11	Apoiada	2 dir.	1.2	113	42	---	---	OK
L12	Apoiada	2 dir.	1.4	113	42	---	---	OK

Fonte: O autor 2020

Figura 5: Verificação das vigas da cobertura.

Cobertura					
Vigas					
Título	Tipo	Vão	b	c1	Situação
V1	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	52	OK
		3	227	52	OK
		4	227	52	OK
V2	Contínua	1	227	52	OK
		2	227	52	OK
		3	227	52	OK
		4	227	52	OK
V3	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	52	OK
		4	227	55	OK
		5	227	52	OK
V4	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
		3	227	55	OK
		4	227	52	OK
V5	Contínua	1	227	52	OK
		2	227	55	OK
V6	Biapoiada	1	227	52	OK
V7	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
V8	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK
V9	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	56	OK
V10	Contínua	1	227	55	OK
		2	227	55	OK

Fonte: O autor 2020.

Figura 6: Verificação das lajes da cobertura.

Lajes								
Título	Tipo	Dir. As	Ly/Lx	h	c1	b	hc	Situação
L1	Apoiada	2 dir.	1.2	103	42	---	---	OK
L2	Apoiada	2 dir.	1.4	103	42	---	---	OK
L3	Apoiada	2 dir.	1.2	103	42	---	---	OK
L4	Apoiada	2 dir.	1.2	103	42	---	---	OK
L5	Apoiada	1 dir.	2.5	103	42	---	---	OK
L6	Apoiada	1 dir.	3.5	103	42	---	---	OK
L7	Apoiada	1 dir.	3.5	103	42	---	---	OK
L8	Apoiada	1 dir.	4.1	103	42	---	---	OK
L9	Apoiada	2 dir.	1.9	103	42	---	---	OK
L10	Apoiada	1 dir.	3.7	103	42	---	---	OK
L11	Apoiada	2 dir.	1.2	103	42	---	---	OK
L12	Apoiada	2 dir.	1.2	103	42	---	---	OK
L13	Apoiada	2 dir.	1.4	103	42	---	---	OK

Fonte: O autor 2020.

APÊNDICE E – Verificação ao incêndio de 120 minutos

Figura 54: Dados de projeto

Edifício Projeto TCC Verificação ao incêndio de 120 min					
06/11/2020 16:31:49					
Legenda					
(Tabela de vigas)					
- Tipo: biapoiada ou contínua					
- b: largura da seção transversal (mm)					
- ci: distância da armadura longitudinal à face exposta ao fogo (mm)					
(Tabela de lajes)					
- Tipo: apoiada em vigas, lisa ou coquelelo, 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)					
- ci: distância da armadura longitudinal à face exposta ao fogo (mm)					
- b: largura da nervura (mm)					
- hc: altura da capa (mm)					
(Tabela de pilares)					
- Tipo: comum, pilar-parede ou tirante					
- NSdi/NSd: relação entre a força solicitante de cálculo em situação de incêndio (tf) e a força resistente de cálculo em situação normal (tf)					
- NFE: número de faces expostas ao fogo					
- e: excentricidade (mm)					
- As/Ac: taxa geométrica de armadura					
- w: taxa mecânica de armadura					
- ni: força normal adimensional					
- le: pé-direito (m)					
- le,fi: comprimento efetivo em incêndio (m)					
- NB: número total de barras de armaduras					
- b x h: menor e maior dimensão do pilar (mm)					
- ci: distância da armadura longitudinal à face exposta ao fogo (mm)					
- Situação: TRF>TRRF* : embora a resistência (TRF) seja superior à requerida (TRRF), existe algum parâmetro fora dos limites normativos					
Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF)					
TRRF = 120 minutos					

Fonte: O autor 2020

Figura 55: Verificação das vigas do térreo

Térreo					
Vigas					
Título	Tipo	Vão	b	ci	Situação
V1	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	51	OK
		3	220	51	OK
		4	220	50	OK
V2	Biapoiada	1	220	49	Não passou
V3	Contínua	1	220	50	OK
		2	220	51	OK
		3	220	51	OK
		4	220	50	OK
V4	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	51	OK
		3	220	50	OK
		4	220	51	OK
		5	220	50	OK
V5	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	53	OK
		3	220	51	OK
		4	220	50	OK
V6	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	51	OK
V7	Biapoiada	1	220	51	Não passou
V8	Biapoiada	1	220	50	Não passou
V9	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	51	OK
V10	Biapoiada	1	220	50	Não passou
V11	Biapoiada	1	220	50	Não passou
V12	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	53	OK
V13	Biapoiada	1	220	50	Não passou
V14	Biapoiada	1	220	50	Não passou
V15	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	54	OK
V16	Biapoiada	1	220	50	Não passou
V17	Biapoiada	1	220	50	Não passou
V18	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	51	OK

Fonte: O autor 2020.

Figura 3: Verificação das vigas do pavimento tipo.

Pavimento tipo					
Vigas					
Título	Tipo	Vão	b	c1	Situação
V1	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	51	OK
		3	220	51	OK
		4	220	50	OK
V2	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	51	OK
		3	220	51	OK
		4	220	53	OK
V3	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	51	OK
		3	220	50	OK
		4	220	51	OK
		5	220	50	OK
V4	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	53	OK
		3	220	51	OK
		4	220	50	OK
V5	Contínua	1	220	50	OK
		2	220	51	OK
V6	Biapoiada	1	220	51	Não passou
V7	Contínua	1	220	53	OK
		2	220	53	OK
V8	Contínua	1	220	53	OK
		2	220	54	OK
V9	Contínua	1	220	53	OK
		2	220	54	OK
V10	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	53	OK

Fonte: O autor 2020.

Figura 4: Verificação das lajes do pavimento tipo

Lajes								
Título	Tipo	Dir. As	L _y /L _x	h	c1	b	hc	Situação
L1	Apoiada	2 dir.	1.2	110	38	---	---	Não passou
L2	Apoiada	2 dir.	1.2	110	38	---	---	Não passou
L3	Apoiada	2 dir.	1.2	110	38	---	---	Não passou
L4	Apoiada	2 dir.	1.4	110	38	---	---	Não passou
L5	Apoiada	1 dir.	2.5	110	38	---	---	Não passou
L6	Apoiada	1 dir.	3.5	110	38	---	---	Não passou
L7	Apoiada	1 dir.	3.5	110	38	---	---	Não passou
L8	Apoiada	1 dir.	4.1	110	38	---	---	Não passou
L9	Apoiada	1 dir.	3.7	110	38	---	---	Não passou
L10	Apoiada	2 dir.	1.2	110	38	---	---	Não passou
L11	Apoiada	2 dir.	1.2	110	38	---	---	Não passou
L12	Apoiada	2 dir.	1.4	110	38	---	---	Não passou

Fonte: O autor 2020

Figura 5: Verificação das vigas da cobertura.

Cobertura					
Vigas					
Título	Tipo	Vão	b	c1	Situação
V1	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	49	OK
		3	220	49	OK
		4	220	49	OK
V2	Contínua	1	220	49	OK
		2	220	49	OK
		3	220	49	OK
		4	220	49	OK
V3	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	51	OK
		3	220	49	OK
		4	220	51	OK
		5	220	49	OK
V4	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	51	OK
		3	220	51	OK
		4	220	49	OK
V5	Contínua	1	220	49	OK
		2	220	51	OK
V6	Biapoiada	1	220	49	Não passou
V7	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	51	OK
V8	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	51	OK
V9	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	53	OK
V10	Contínua	1	220	51	OK
		2	220	51	OK

Fonte: O autor 2020.

Figura 6: Verificação das lajes da cobertura.

Lajes								
Título	Tipo	Dir. As	Ly/Lx	h	c1	b	hc	Situação
L1	Apoiada	2 dir.	1.2	100	38	---	---	Não passou
L2	Apoiada	2 dir.	1.4	100	38	---	---	Não passou
L3	Apoiada	2 dir.	1.2	100	38	---	---	Não passou
L4	Apoiada	2 dir.	1.2	100	38	---	---	Não passou
L5	Apoiada	1 dir.	2.5	100	38	---	---	Não passou
L6	Apoiada	1 dir.	3.5	100	38	---	---	Não passou
L7	Apoiada	1 dir.	3.5	100	38	---	---	Não passou
L8	Apoiada	1 dir.	4.1	100	38	---	---	Não passou
L9	Apoiada	2 dir.	1.9	100	38	---	---	Não passou
L10	Apoiada	1 dir.	3.7	100	38	---	---	Não passou
L11	Apoiada	2 dir.	1.2	100	38	---	---	Não passou
L12	Apoiada	2 dir.	1.2	100	38	---	---	Não passou
L13	Apoiada	2 dir.	1.4	100	38	---	---	Não passou

Fonte: O autor 2020.

APÊNDICE F – Verificação ao incêndio do 2º projeto de 120 minutos.

Figura 56: Dados de projeto

Edifício Projeto TCC Verificação ao incêndio de 120 min					
01/11/2020 15:08:52					
Legenda					
(Tabela de vigas)					
- Tipo: biapoiada ou contínua					
- b: largura da seção transversal (mm)					
- cl: Distância da armadura longitudinal à face exposta ao fogo (mm)					
(Tabela de lajes)					
- Tipo: apoiada em vigas, lisa ou coquelelo, 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)					
- cl: distância da armadura longitudinal à face exposta ao fogo (mm)					
- b: largura da nervura (mm)					
- hc: altura da capa (mm)					
(Tabela de pilares)					
- Tipo: comum, pilar-parade ou tirante					
- NSdi/NRd: relação entre a força solicitante de cálculo em situação de incêndio (tf) e a força resistente de cálculo em situação normal (tf)					
- NFE: número de faces expostas ao fogo					
- e: excentricidade (mm)					
- As/As: taxa geométrica de armadura					
- w: taxa mecânica de armadura					
- ni: força normal adimensional					
- le: pé-direito (m)					
- le,fi: comprimento efetivo em incêndio (m)					
- NB: número total de barras de armaduras					
- b x h: menor e maior dimensão do pilar (mm)					
- cl: distância da armadura longitudinal à face exposta ao fogo (mm)					
- Situação: TRF>TRRF : embora a resistência (TRF) seja superior à requerida (TRRF), existe algum parâmetro fora dos limites normativos					
Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF)					
TRRF = 120 minutos					

Fonte: O autor 2020

Figura 57: Verificação das vigas do térreo

Térreo					
Vigas					
Título	Tipo	Vão	b	cl	Situação
V1	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	66	OK
		3	220	66	OK
		4	220	65	OK
V2	Biapoiada	1	220	65	OK
V3	Contínua	1	220	65	OK
		2	220	66	OK
		3	220	66	OK
		4	220	65	OK
V4	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	66	OK
		3	220	65	OK
		4	220	66	OK
		5	220	65	OK
V5	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	68	OK
		3	220	66	OK
		4	220	65	OK
V6	Contínua	1	220	66	OK
V7	Biapoiada	1	220	66	OK
V8	Biapoiada	1	220	65	OK
V9	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	66	OK
V10	Biapoiada	1	220	65	OK
V11	Biapoiada	1	220	65	OK
V12	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	69	OK
V13	Biapoiada	1	220	65	OK
V14	Biapoiada	1	220	65	OK
V15	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	68	OK
V16	Biapoiada	1	220	65	OK
V17	Biapoiada	1	220	65	OK
V18	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	68	OK

Fonte: O autor 2020.

Figura 3: Verificação das vigas do pavimento tipo.

Pavimento tipo					
Vigas					
Título	Tipo	Vão	b	cl	Situação
V1	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	68	OK
		3	220	68	OK
		4	220	65	OK
V2	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	66	OK
		3	220	66	OK
		4	220	65	OK
V3	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	66	OK
		3	220	65	OK
		4	220	66	OK
		5	220	65	OK
V4	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	69	OK
		3	220	66	OK
		4	220	65	OK
V5	Contínua	1	220	65	OK
		2	220	66	OK
V6	Bispoiada	1	220	66	OK
V7	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	68	OK
V8	Contínua	1	220	69	OK
		2	220	69	OK
V9	Contínua	1	220	69	OK
		2	220	69	OK
V10	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	69	OK

Fonte: O autor 2020.

Figura 4: Verificação das lajes do pavimento tipo

Lajes								
Título	Tipo	Dir. As	Ly/Lx	h	cl	b	hc	Situação
L1	Apoiada	2 dir.	1.2	160	43	---	---	OK
L2	Apoiada	2 dir.	1.2	160	43	---	---	OK
L3	Apoiada	2 dir.	1.2	160	43	---	---	OK
L4	Apoiada	2 dir.	1.4	160	43	---	---	OK
L5	Apoiada	1 dir.	2.5	160	43	---	---	OK
L6	Apoiada	1 dir.	3.5	160	43	---	---	OK
L7	Apoiada	1 dir.	3.5	160	43	---	---	OK
L8	Apoiada	1 dir.	4.1	160	43	---	---	OK
L9	Apoiada	1 dir.	3.7	160	43	---	---	OK
L10	Apoiada	2 dir.	1.2	160	43	---	---	OK
L11	Apoiada	2 dir.	1.2	160	43	---	---	OK
L12	Apoiada	2 dir.	1.4	160	43	---	---	OK

Fonte: O autor 2020

Figura 5: Verificação das vigas da cobertura.

Cobertura					
Vigas					
Título	Tipo	Vão	b	cl	Situação
V1	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	64	OK
		3	220	64	OK
		4	220	64	OK
V2	Contínua	1	220	64	OK
		2	220	64	OK
		3	220	64	OK
		4	220	64	OK
V3	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	66	OK
		3	220	64	OK
		4	220	66	OK
		5	220	64	OK
V4	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	66	OK
		3	220	66	OK
		4	220	64	OK
V5	Contínua	1	220	64	OK
		2	220	66	OK
V6	Biapoiada	1	220	65	OK
V7	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	68	OK
V8	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	66	OK
V9	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	68	OK
V10	Contínua	1	220	66	OK
		2	220	66	OK

Fonte: O autor 2020.

Figura 6: Verificação das lajes da cobertura.

Lajes								
Título	Tipo	Dir. As	Ly/Lx	h	cl	b	hc	Situação
L1	Apoiada	2 dir.	1.2	130	43	---	---	OK
L2	Apoiada	2 dir.	1.4	130	43	---	---	OK
L3	Apoiada	2 dir.	1.2	130	43	---	---	OK
L4	Apoiada	2 dir.	1.2	130	43	---	---	OK
L5	Apoiada	1 dir.	2.5	130	43	---	---	OK
L6	Apoiada	1 dir.	3.5	130	43	---	---	OK
L7	Apoiada	1 dir.	3.5	130	43	---	---	OK
L8	Apoiada	1 dir.	4.1	130	43	---	---	OK
L9	Apoiada	2 dir.	1.9	130	43	---	---	OK
L10	Apoiada	1 dir.	3.7	130	43	---	---	OK
L11	Apoiada	2 dir.	1.2	130	43	---	---	OK
L12	Apoiada	2 dir.	1.2	130	43	---	---	OK
L13	Apoiada	2 dir.	1.4	130	43	---	---	OK

Fonte: O autor 2020.

APÊNDICE G – Relatório de consumo de materiais.

Figura 1: Relatório de consumos do 1º projeto

Resumo de Materiais																	
Bitola	3.2	4.2	5.0	6.3	8.0	10.0	12.5	16.0	20.0	22.0	25.0	32.0	40.0	Aço	Concreto	Forma	Área
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m3	m2	m2
Piso 7: Cobertura	-	-	226	1223	-	485	175	61	-	-	-	-	-	2170	30	347	213
Piso 6: Pavimento tipo	-	-	216	785	799	805	258	347	142	-	-	-	-	3352	37	400	204
Piso 5: Pavimento tipo	-	-	210	785	799	790	255	347	142	-	-	-	-	3328	37	400	204
Piso 4: Pavimento tipo	-	-	210	785	799	790	255	347	142	-	-	-	-	3328	37	400	204
Piso 3: Pavimento tipo	-	-	186	818	799	747	331	347	142	-	-	-	-	3370	37	400	204
Piso 2: Pavimento tipo	-	-	175	836	799	723	231	519	371	-	-	-	-	3654	37	400	204
Piso 1: Terréo	-	-	176	129	20	472	201	347	87	-	-	-	-	1432	15	192	33
Piso 0: Fundacao	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0
Cortinas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0
Totais	-	-	1399	5361	4015	4812	1706	2315	1026	-	-	-	-	20634	231	2539	1266

Fonte: O autor 2020.

Figura 2: Relatório de consumos do 2º projeto

Resumo de Materiais																		
	3.2	4.2	5.0	6.3	8.0	10.0	12.5	16.0	20.0	22.0	25.0	32.0	40.0	Aço	Concreto	Forma	Área	
	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m3	m2	m2	
Bitola																		
-																		
Piso 7: Cobertura	-	-	351	1335	14	532	175	110	28	-	-	-	-	2545	36	341	213	
Piso 6: Pavimento tipo	-	-	347	1516	288	464	259	387	174	-	-	-	-	3435	46	390	204	
Piso 5: Pavimento tipo	-	-	347	1516	288	463	256	387	174	-	-	-	-	3431	46	390	204	
Piso 4: Pavimento tipo	-	-	339	1527	288	449	279	387	174	-	-	-	-	3443	46	390	204	
Piso 3: Pavimento tipo	-	-	317	1563	288	406	379	437	174	-	-	-	-	3564	46	390	204	
Piso 2: Pavimento tipo	-	-	307	1559	310	386	262	623	386	-	139	-	-	3972	46	390	204	
Piso 1: Terréo	-	-	152	149	22	402	246	467	96	-	139	-	-	1673	15	192	33	
Piso 0: Fundacao	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	
Cortinas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	
Totais	-	-	2160	9165	1498	3102	1856	2798	1206	-	278	-	-	22063	281	2483	1266	

Fonte: O autor 2020.

ANEXO A – Valores de Cargas de Incêndio Específicas

Tabela 01 - Valores de Cargas de Incêndio Específicas

Ocupação/uso	Descrição	Divisão	Carga de incêndio (q_f) MJ/m ²
Residencial	Alojamentos estudantis	A-1	300
	Apartamentos	A-2	300
	Casas térreas ou sobrados	A-1	300
	Pensionatos	A-3	300
Serviços de hospedagem	Hotéis	B-1	500
	Motéis	B-1	500
	Apert-hotéis	B-2	300
Comercial varejista	Açougues	C-1/C-2	40
	Antiguidades	C-1/C-2	700
	Aparelhos domésticos	C-1/C-2	500
	Artigos de bijouteria, metal ou vidro	C-1/C-2	300
	Artigos de couro, borracha, esportivos	C-1/C-2	800
	Automóveis	C-1/C-2	200
	Bebidas destiladas	C-1/C-2	700
	Brinquedos	C-1/C-2	500
	Cabeleireiro	C-1/C-2	300
	Calçados	C-1/C-2	500
	Drogarias (incluindo depósitos)	C-1/C-2	1 000
	Ferragens	C-1/C-2	300
	Floricultura	C-1/C-2	80
	Galeria de quadros	C-1/C-2	200
	Livrarias	C-1/C-2	1 000
	Lojas de departamento ou centro de compras	C-2	600
	Máquinas de costura ou de escritório	C-1/C-2	300
	Materiais fotográficos		
	Móveis	C-1/C-2	300
	Papelarias	C-1/C-2	500
	Perfumarias	C-1/C-2	700
	Produtos têxteis	C-1/C-2	400
	Relojoarias	C-1/C-2	600
	Supermercados	C-1/C-2	300
	Tapetes	C-2	400
	Tintas	C-1/C-2	800
	Verduras	C-1/C-2	1 000
	Vinhos	C-1/C-2	200
Vulcanização	C-1/C-2	200	
		C-1/C-2	1 000
Serviços profissionais, pessoais e técnicos	Agências bancárias	D-2	300
	Agências de correios	D-1	400
	Centrais telefônicas	D-1	100
	Consultórios médicos ou odontológicos	D-1	200
	Copiadora	D-3	400
	Encadernadoras	D-3	1 000
	Escritórios	D-1	700
	Estúdios de rádio ou de televisão ou de fotografia	D-1	300
	Lavanderias	D-1	300
	Oficinas elétricas	D-3	600
	Oficinas hidráulicas ou mecânicas	D-3	200
	Pinturas	D-3	500
	Processamentos de dados	D-1	400
Educativa e cultura física	Academias	E-3	300
	Creches	E-5	400
	Escolas	E-1/E2/E4	300
Locais de reunião pública	Bibliotecas	F-1	2 000
	Cinemas ou teatros	F-5	600
	Igrejas	F-2	200
	Museus	F-1	300
	Restaurantes	F-8	300
Serviços automotivos	Estacionamentos	G-1/G-2	200
	Oficinas de conserto de veículos	G-4	300
Serviços de saúde e institucionais	Asilos	H-2	350
	Hospitais	H-1	300

Fonte: (ABNT NBR 14432, 2001)

ANEXO B – Alternativas à Compartimentação Vertical

Tabela 01 - Alternativas à Compartimentação Vertical

Uso/Ocupação	Altura de incêndio em metro			
	12m < h ≤ 23m	23m < h ≤ 30m	30m < h ≤ 60m	h > 60m
A – Residencial	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1
B – Serviços de hospedagem (por exemplo, hotéis)	Nota 5	Nota 5	Nota 5	Nota 6
C – Comercial (por exemplo, lojas, shoppings, supermercados)	Nota 4	Nota 5	Nota 5	Nota 6
D – Serviços profissionais (por exemplo, escritórios, bancos)	Nota 4	Nota 5	Nota 5	Nota 6
E – Educacional e cultural (por exemplo, escolas)	Nota 2	Nota 2	Nota 5	Nota 6
F1 – Reunião pública – onde há objetos de valor inestimável (por exemplo, museus, bibliotecas)	Nota 3	Nota 4	Nota 5	Nota 6
F2 – Reunião pública – religioso e velório (por exemplo, igrejas, salas de funerais)	Nota 2	Nota 4	Nota 5	Nota 6
F3/F9 – Reunião pública (por exemplo, centros esportivos, recreação pública, zoológicos, parques)	Nota 2	Nota 2	Nota 8	Nota 8
F4 – Reunião pública (por exemplo, terminais de passageiros)	Nota 2	Nota 5	Nota 8	Nota 8
F5/F6/F8 – Reunião pública (por exemplo, auditórios, boates, clubes, restaurantes)	Nota 4	Nota 4	Nota 8	Nota 8
G1 a G4 – Serviço automotivo e semelhantes (por exemplo, garagens sem ou com abastecimentos, oficinas)	Nota 2	Nota 2	Nota 2	Nota 2
H2 – Saúde – que exigem cuidados especiais (por exemplo, asilos, hospitais psiquiátricos)	Nota 4	Nota 5	Nota 5	Nota 6
H3 – Saúde (por exemplo, hospitais)	Nota 5 Obs. Entre 6m e 12m Ver nota 7			Nota 6
H5 – Locais onde a liberdade das pessoas sofre restrições (por exemplo, manicômios, prisão)	Nota 8	Nota 8	Nota 8	Nota 8
H6 – Saúde (por exemplo, clínicas, consultórios)	Nota 4	Nota 5	Nota 5	Nota 6
I1 a I2 – Edifícios industriais com carga de incêndio específica inferior a 1200 MJ/m ²	Nota 8	Nota 8	Nota 8	Nota 8
J1 – Depósitos de material incombustível	Nota 2	Nota 2	Nota 8	Nota 8
J2 a J4 – Depósitos em geral	Nota 5	Nota 5	Nota 8	Nota 8

Nota 1 – pode ser substituída por sistema de controle de fumaça somente nos átrios.

Nota 2 – somente a compartimentação de fachadas e selagem de shafts e dutos de instalações.

Nota 3 – pode ser substituída por sistema de chuveiros automáticos, exceto para as compartimentações das fachadas e selagens dos shafts e dutos de instalações.

Nota 4 – pode ser substituída por sistema de detecção de incêndio e chuveiros automáticos, exceto para as compartimentações das fachadas e selagens dos shafts e dutos de instalações; deve haver controle de fumaça nos átrios.

Nota 5 – pode ser substituída por sistema de controle de fumaça, detecção de incêndio e chuveiros automáticos, exceto para a compartimentação de fachadas e selagem de shafts e dutos de instalações.

Nota 6 – pode ser substituída por sistema de controle de fumaça, detecção de incêndio e chuveiros automáticos e demais soluções contidas na IT9, exceto para as compartimentações das fachadas e selagens dos shafts e dutos de instalações.

Nota 7 – exigido para selagens dos shafts e dutos de

instalações. Nota 8 – não é permitida qualquer substituição.

Fonte: (CBPMESP, 2011 apud SILVA, 2012, p.26-27)

ANEXO C – Áreas máximas para compartimentos, segundo IT9

Tabela 01 - Áreas máximas para compartimentos

GRUPO Tipo	TIPO DE EDIFICAÇÕES					
	I	II	III	IV	V	VI
Denominação Altura	Térrea Um pavimento	Baixa H ≤ 6 m	Baixa- média altura 6 m < H ≤ 12 m	Média altura 12m < H ≤ 23 m	Medianamente alta 23 m < H ≤ 30 m	Alta Acima de 30m
A-1, A-2, A-3	-	-	-	-	-	-
B-1, B-2	-	5000	4000	3000	2000	1500
C-1, C-2	5000	3000	2000	2000	1500	1500
C-3	5000	2500	1500	1000	2000	2000
D-1, D-2, D-3, D-4	5000	2500	1500	1000	800	2000
E-1, E-2, E-3, E-4, E-5, E-6	-	-	-	-	-	-
F-1, F-2, F-3, F-4, F-7, F-9	-	-	-	-	-	-
F-5, F-6	5000	4000	3000	2000	1000	800
F-8	-	-	-	2000	1000	800
F-10	5000	2500	1500	1000	1000	800
G-1, G-2, G-3, G-5	-	-	-	-	-	-
G-4	10000	5000	3000	2000	1000	1000
H-1, H-2, H-4, H-5	-	-	-	-	-	-
H-3	-	5000	3000	2000	1500	1000
H-6	5000	2500	1500	1000	800	2000
I-1, I-2	-	10000	5000	3000	1500	2000
I-3	7500	5000	3000	1500	1000	1500
J-1	-	-	-	-	-	-
J-2	10000	5000	3000	1500	2000	1500
J-3	4000	3000	2000	2500	1500	1000
J-4	2000	1500	1000	1500	750	500
M-2	1000	500	500	300	300	200
M-3	5000	3000	2000	1000	500	500

Fonte: (CBPMESP, 2011 apud SILVA, 2012).

**ANEXO D – Dispositivos que permitem substituir a Compartimentação Horizontal,
segundo Decreto Nº 56.819**

Tabela 01 - Dispositivos que permitem substituir a Compartimentação Horizontal

Uso/Ocupação	Altura de incêndio em metro					
	Térreo	h ≤ 6m	6m < h ≤ 12m	12m < h ≤ 23m	23m < h ≤ 30m	h > 30m
B – Serviços de hospedagem (por exemplo, hotéis)	Nota 3	Nota 1	Nota 1	Nota 2	Nota 2	Nota 4
C – Comercial (por exemplo, lojas, shoppings, supermercados)	Nota 1	Nota 1	Nota 2	Nota 2	Nota 2	Nota 2
D – Serviços profissionais (por exemplo, escritórios, bancos)	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 2	Nota 2	Nota 4
F5/F6 – Reunião pública (por exemplo, auditórios, boates, clubes)	Nota 2	Nota 2	Nota 2	Nota 2	Nota 4	Nota 4
F8 – Reunião pública (por exemplo, restaurantes)	Nota 3	Nota 3	Nota 3	Nota 2	Nota 2	Nota 4
F10 – Reunião pública (por exemplo, centro de exposições)	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 4	Nota 4
G4 – Serviço automotivo e assemelhados (por exemplo, oficinas)	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 4	Nota 4
H3 – Saúde (por exemplo, hospitais)	Nota 3	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 4
H6 – Saúde (por exemplo, clínicas, consultórios)	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 2	Nota 2	Nota 4
I1 a I2 – Edifícios industriais	Nota 3	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1
I3 – Edifícios industriais	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 4	Nota 4
J2 a J4 – Depósitos em geral	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 4

Nota 1 – pode ser substituída por sistema de chuveiros automáticos.

Nota 2 – pode ser substituída por sistema de detecção de incêndio e chuveiros automáticos.

Nota 3 – compartimentação horizontal não exigida.

Nota 4 – não é permitida qualquer substituição.

Fonte: (SÃO PAULO, 2011 apud SILVA, 2012, p.30)

ANEXO E – Método tabular geral para dimensionamentos de pilares retangulares ou circulares

Tabela 01 - Dimensões para pilares com $\omega = 0,1$ e $e_{máx} = 10mm$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{máx} = 0,025b$ (para $b > 400mm$)

TRRF (min)	λ_{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	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	450/55 : 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)
	30	200/25	200/25	200/25	300/45 : 350/25

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 02 - Dimensões para pilares com $\omega = 0,1$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,25b$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{m\acute{a}x} = 100mm$ (para $b > 400mm$)

TRRF (min)	λ_{fl}	$b_{m\acute{i}n}/c_1$			
		$v_{fl}=0,15$	$v_{fl}=0,30$	$v_{fl}=0,50$	$v_{fl}=0,70$
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)

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 03 - Dimensões para pilares com $\omega = 0,1$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,5b$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{m\acute{a}x} = 200mm$ (para $b > 400mm$)

TRRF (min)	λ_{fi}	$b_{m\acute{i}n}/c_1$			
		$v_{fi}=0,15$	$v_{fi}=0,30$	$v_{fi}=0,50$	$v_{fi}=0,70$
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)

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 04 - Dimensões para pilares com $\omega = 0,5$ e $e_{m\acute{a}x} = 10mm$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{m\acute{a}x} = 0,025b$ (para $b > 400mm$)

TRRF (min)	λ_{fi}	$b_{m\acute{i}n}/c_1$			
		$v_{fi}=0,15$	$v_{fi}=0,30$	$v_{fi}=0,50$	$v_{fi}=0,70$
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
60	30	150/25	150/25	150/30 : 200/25	200/35 : 250/25
	40	150/25	150/25	200/25	250/30 : 300/25
	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	200/25	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
90	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
	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
120	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
	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
180	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
	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	550/55 : 600/45	600/80	(a)

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 05 - Dimensões para pilares com $\omega = 0,5$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,25b$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{m\acute{a}x} = 100mm$ (para $b > 400mm$)

TRRF (min)	λ_{fi}	$b_{m\acute{i}n}/c_1$			
		$v_{fi}=0,15$	$v_{fi}=0,30$	$v_{fi}=0,50$	$v_{fi}=0,70$
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
60	30	150/25	150/35 : 200/25	250/35 : 350/25	350/40 : 550/25
	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)
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)
120	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
	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)
180	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)
	70	500/55 : 600/35	600/65	(a)	(a)
	80	500/60 : 600/55	600/75	(a)	(a)

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 06 - Dimensões para pilares com $\omega = 0,5$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,5b$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{m\acute{a}x} = 200mm$ (para $b > 400mm$)

TRRF (min)	λ_{fi}	$b_{m\acute{i}n}/c_1$			
		$v_{fi}=0,15$	$v_{fi}=0,30$	$v_{fi}=0,50$	$v_{fi}=0,70$
30	30	150/25	150/25	250/35 : 300/25	500/40 : 550/2
	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)

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 07 - Dimensões para pilares com $\omega = 1,0$ e $e_{m\acute{a}x} = 10mm$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{m\acute{a}x} = 0,025b$ (para $b > 400mm$)

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

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 08 - Dimensões para pilares com $\omega = 1,0$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,25b$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{m\acute{a}x} = 100mm$ (para $b > 400mm$)

TRRF (min)	λ_{fi}	$b_{m\acute{i}n}/c_1$			
		$v_{fi}=0,15$	$v_{fi}=0,30$	$v_{fi}=0,50$	$v_{fi}=0,70$
30	30	150/25	150/25	150/25	200/30 : 300/25
	40	150/25	150/25	150/25	250/30 : 450/25
	50	150/25	150/25	200/25	300/35 : 500/25
	60	150/25	150/25	200/30 : 250/25	400/40 : 550/25
	70	150/25	150/25	250/30 : 300/25	500/35 : 600/30
	80	150/25	150/30 : 250/25	300/35 : 500/25	500/60 : 600/35
60	30	150/25	150/30 : 200/25	200/40 : 400/25	300/50 : 600/30
	40	150/25	150/40 : 250/25	200/40 : 500/25	400/50 : 600/35
	50	150/25	200/35 : 400/25	300/40 : 600/25	500/45 : 600/40
	60	150/30 : 200/25	200/40 : 450/25	400/40 : 600/30	550/40 : 600/40
	70	150/35 : 200/25	240/40 : 550/25	450/45 : 500/35	600/60
	80	200/30 : 250/25	300/40 : 550/25	500/50 : 600/40	600/80
90	30	200/25	200/40 : 300/25	250/40 : 550/25	500/50 : 600/45
	40	200/30 : 250/25	200/50 : 400/25	300/50 : 600/35	500/60 : 600/50
	50	200/35 : 300/25	250/50 : 550/25	400/50 : 600/40	600/55
	60	200/40 : 400/25	300/45 : 600/25	500/50 : 600/45	600/70
	70	200/45 : 450/25	300/50 : 600/35	550/55 : 600/50	(a)
	80	200/50 : 500/25	400/50 : 600/35	600/55	(a)
120	30	200/40 : 250/25	200/50 : 400/25	450/45 : 600/30	600/60
	40	200/45 : 300/25	300/40 : 500/25	500/50 : 600/35	(a)
	50	250/40 : 400/25	400/40 : 550/25	550/50 : 600/45	(a)
	60	250/50 : 450/25	400/50 : 500/35	600/55	(a)
	70	300/40 : 500/25	500/45 : 600/35	(a)	(a)
	80	300/50 : 550/25	500/60 : 600/40	(a)	(a)
180	30	300/35 : 400/25	450/50 : 550/25	500/60 : 600/45	(a)
	40	300/40 : 450/25	500/40 : 600/30	550/65 : 600/60	(a)
	50	400/40 : 500/25	500/45 : 600/35	600/75	(a)
	60	400/45 : 550/25	500/55 : 600/45	(a)	(a)
	70	400/50 : 600/30	500/65 : 600/50	(a)	(a)
	80	500/45 : 600/35	600/70	(a)	(a)

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 09 - Dimensões para pilares com $\omega = 1,0$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,5b$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{m\acute{a}x} = 200mm$ (para $b > 400mm$)

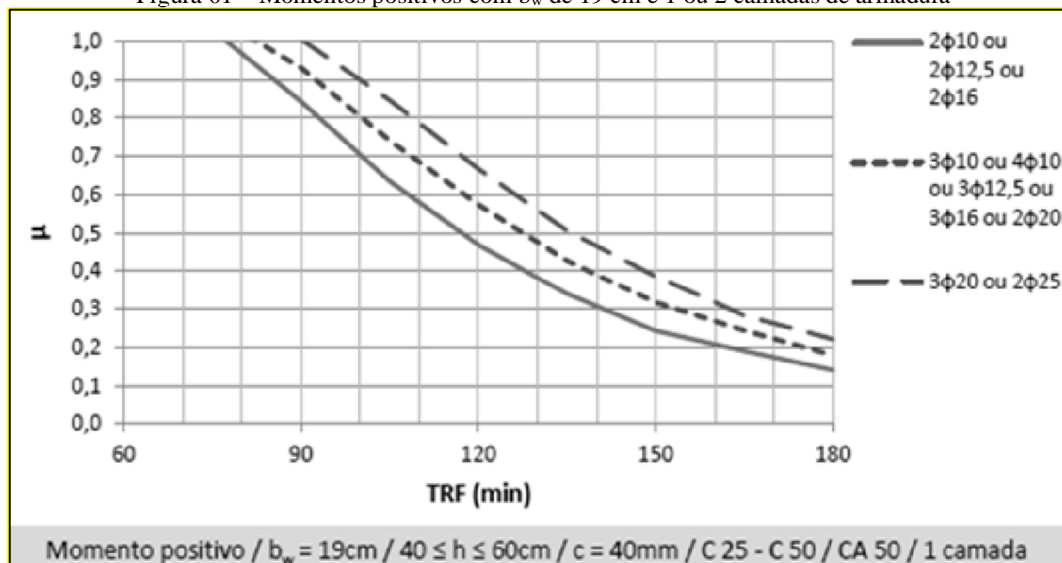
TRRF (min)	λ_{fi}	$b_{m\acute{i}n}/c_1$			
		$v_{fi}=0,15$	$v_{fi}=0,30$	$v_{fi}=0,50$	$v_{fi}=0,70$
30	30	150/25	150/25	200/30 : 300/25	500/30 : 550/25
	40	150/25	150/25	250/30 : 450/25	500/40 : 600/30
	50	150/25	150/30 : 200/25	300/35 : 500/25	550/35
	60	150/25	200/30 : 250/25	350/40 : 500/25	550/50
	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 : 200/25	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 : 600/25	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	450/45 : 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 : 600/30	500/70 : 600/55	(a)	(a)
	60	500/45 : 600/40	500/70 : 600/65	(a)	(a)
	70	500/50 : 600/40	600/75	(a)	(a)
	80	500/55 : 600/45	(a)	(a)	(a)

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

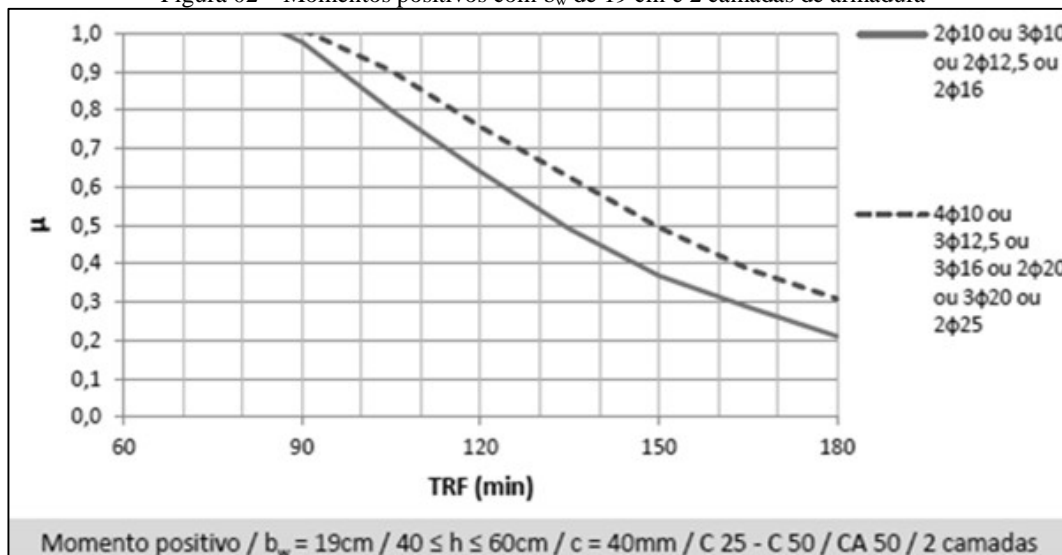
ANEXO F – Método gráfico para dimensionamento de vigas de concreto armado

Figura 01 – Momentos positivos com b_w de 19 cm e 1 ou 2 camadas de armadura



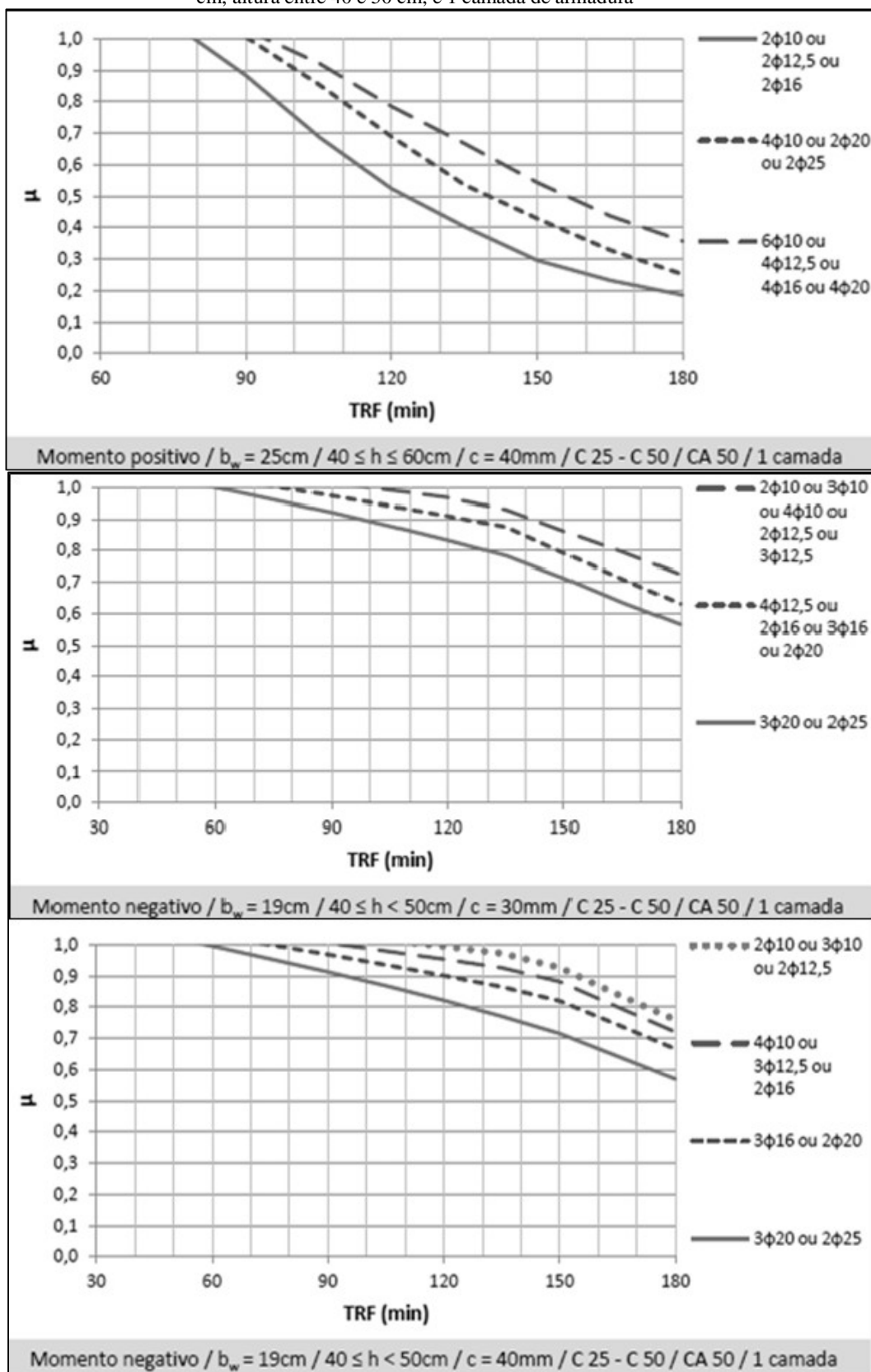
Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012, p.207)

Figura 02 – Momentos positivos com b_w de 19 cm e 2 camadas de armadura



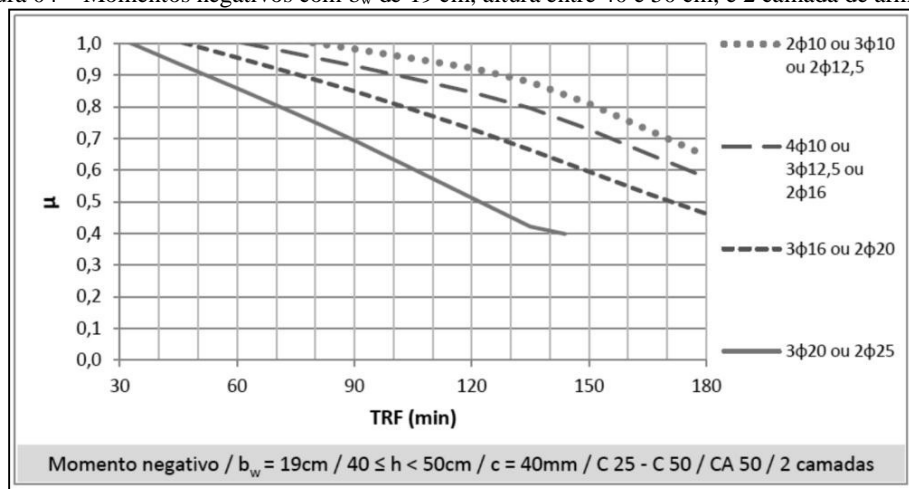
Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012, p.212)

Figura 03 – Momentos positivos com b_w de 25 cm e 1 camada de armadura e Momentos negativos com b_w de 19 cm, altura entre 40 e 50 cm, e 1 camada de armadura



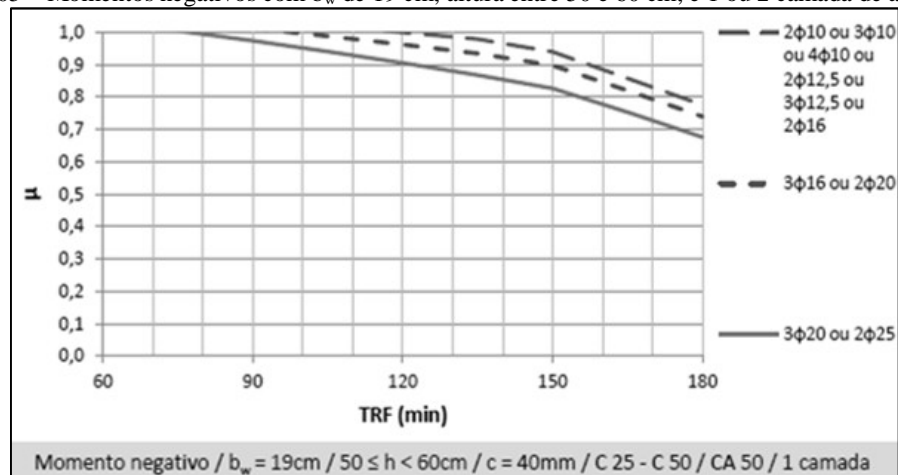
Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012, p.208 e 216)

Figura 04 – Momentos negativos com b_w de 19 cm, altura entre 40 e 50 cm, e 2 camada de armadura



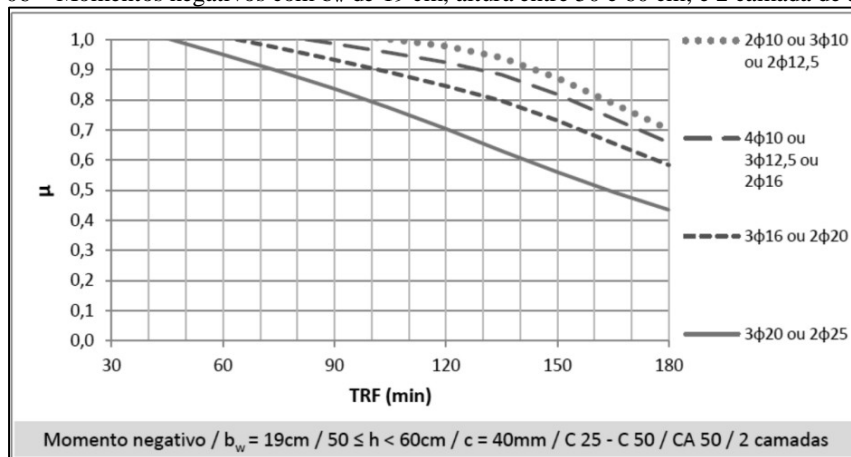
Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012, p.232)

Figura 05 – Momentos negativos com b_w de 19 cm, altura entre 50 e 60 cm, e 1 ou 2 camada de armadura



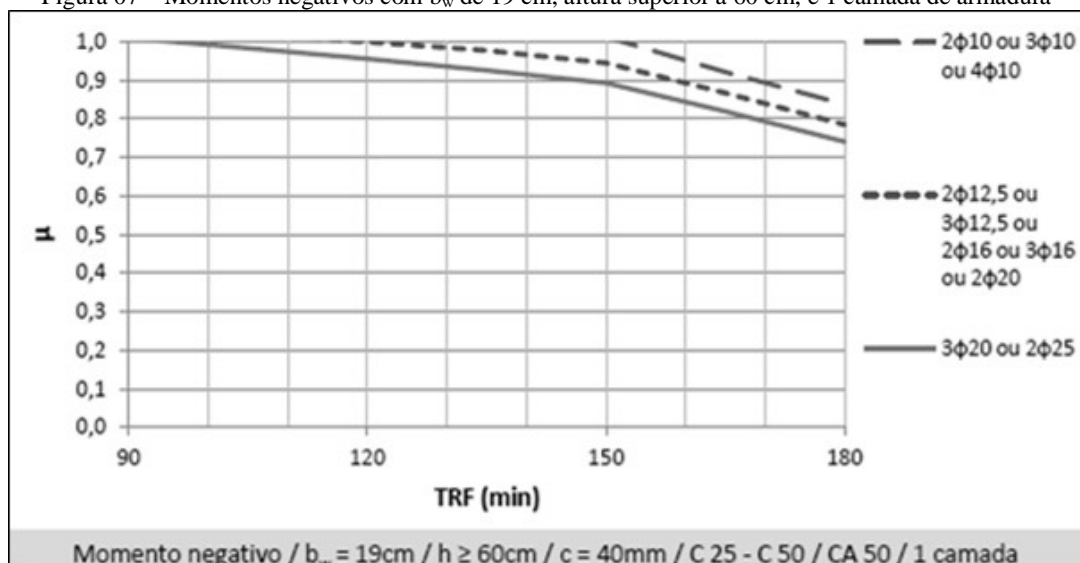
Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012, p.218)

Figura 06 – Momentos negativos com b_w de 19 cm, altura entre 50 e 60 cm, e 2 camada de armadura



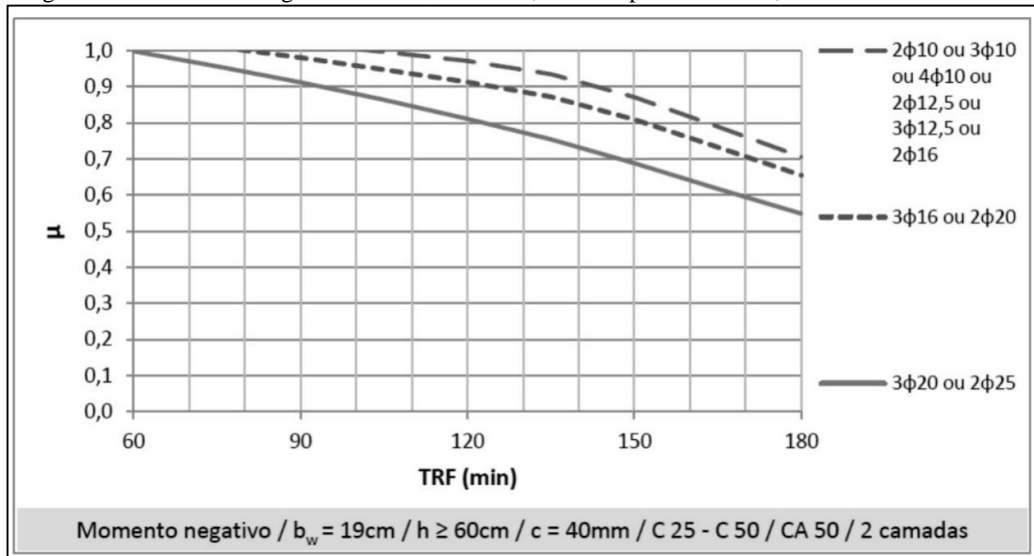
Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012, p.233)

Figura 07 – Momentos negativos com b_w de 19 cm, altura superior a 60 cm, e 1 camada de armadura



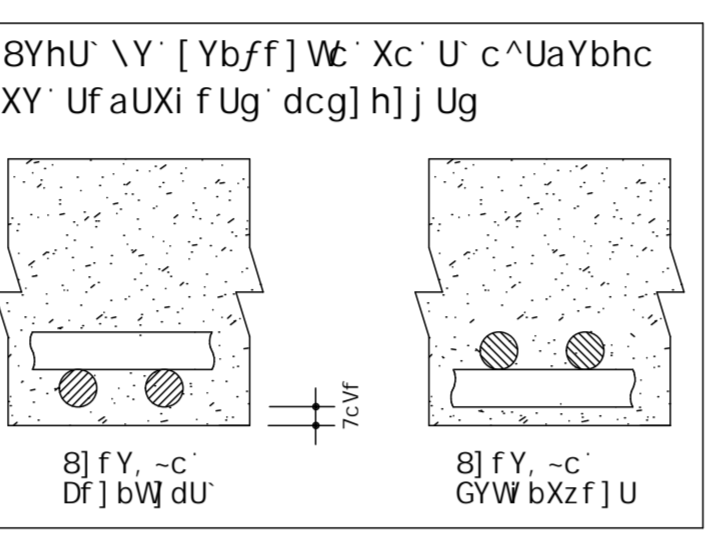
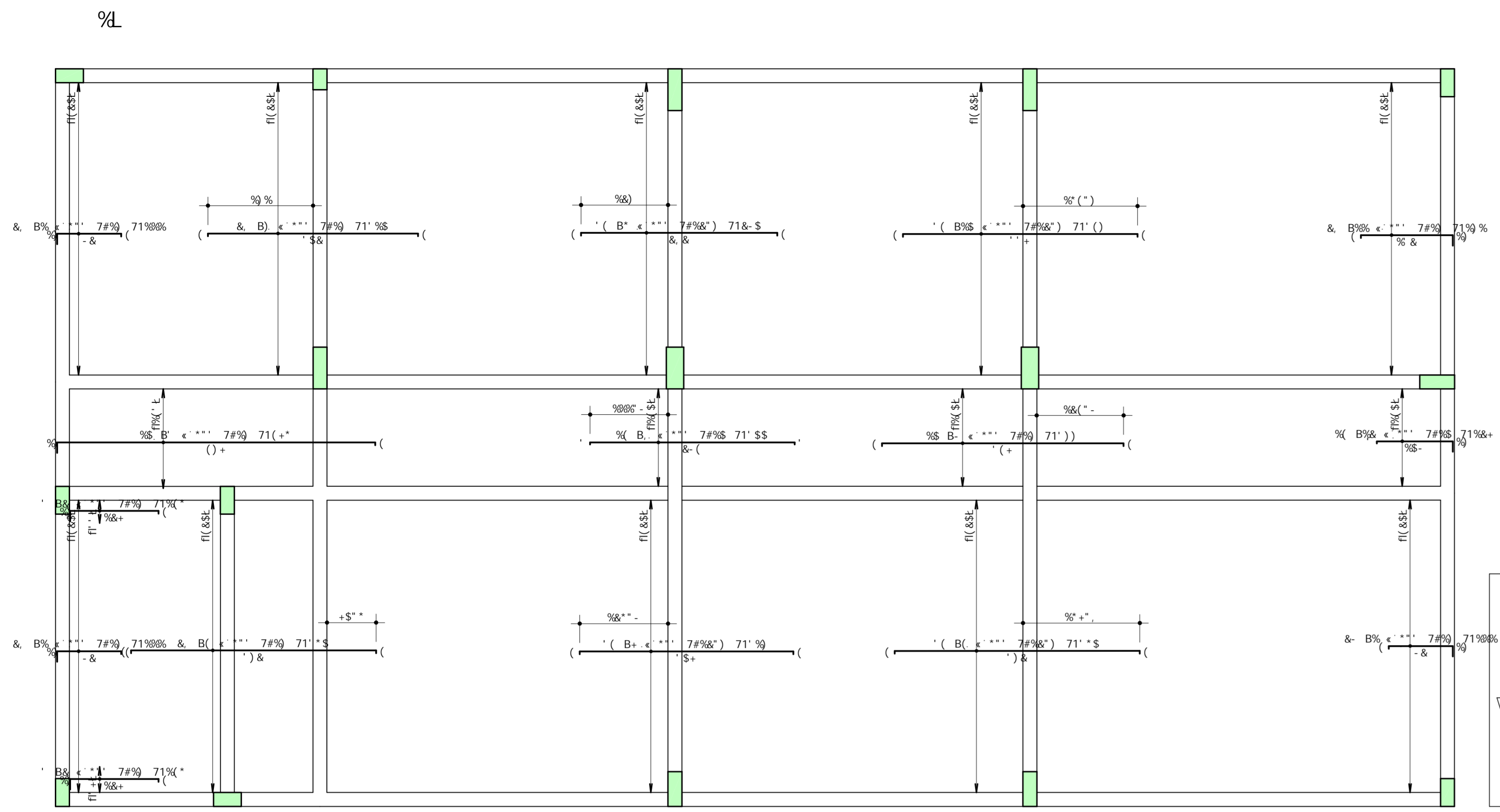
Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012, p.220)

Figura 08 – Momentos negativos com b_w de 19 cm, altura superior a 60 cm, e 2 camada de armadura

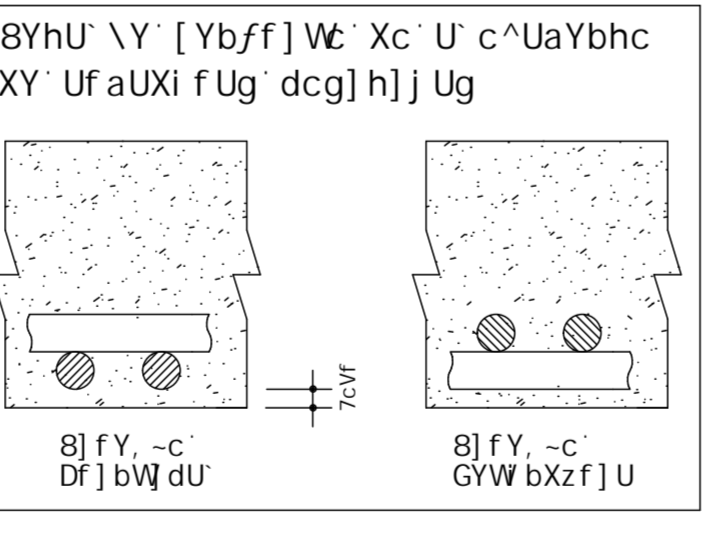
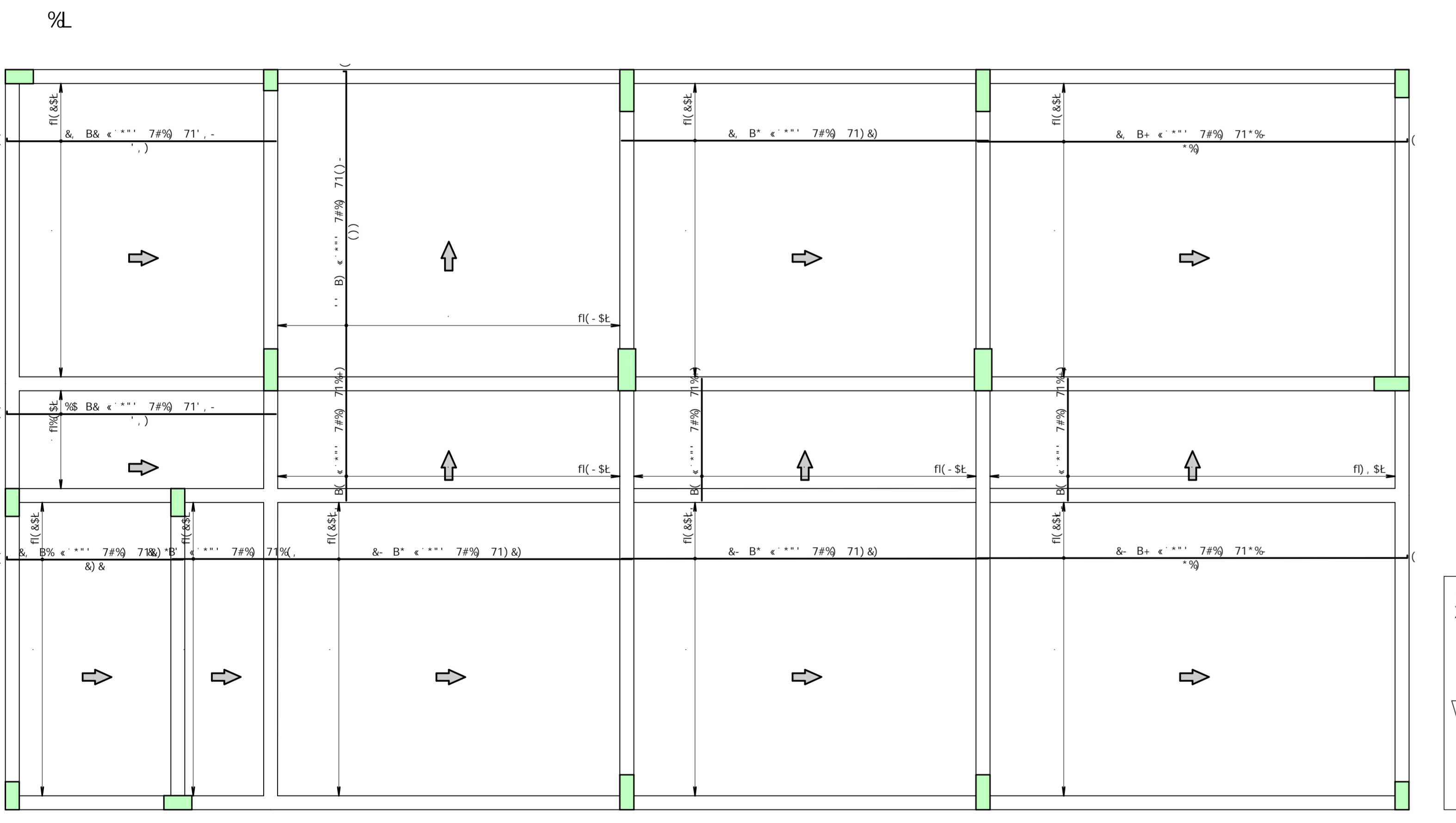
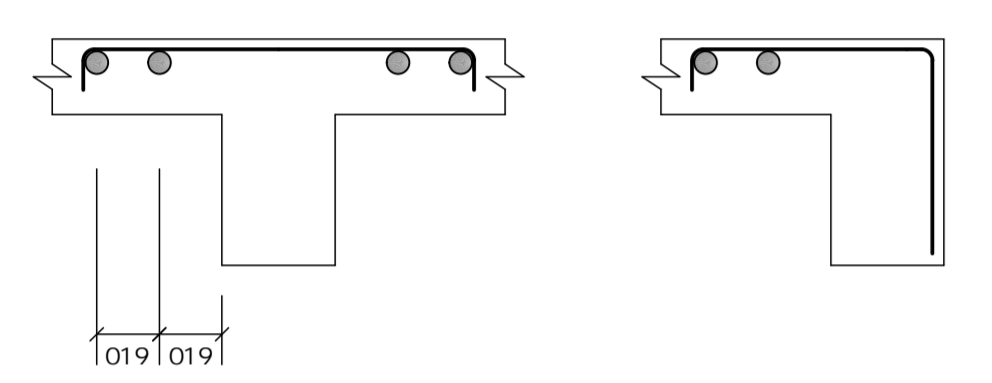


Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012, p.234)

SuC	DCG	6-H	EI 5BH	7CADF=A9BHC	I B-H	HCH5@
		flaat	flaa	flaa	flaa	flaa
7cVYfhi fU' ! ' 5faUXi fU' bY[Uh] j U' df] bW dU'	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85



89H5@9 H3D=7C 89 : 9FFCG
 89 : 8=GH# =6I =uEC 89
 5FA58I F5 B9: 5H=J5

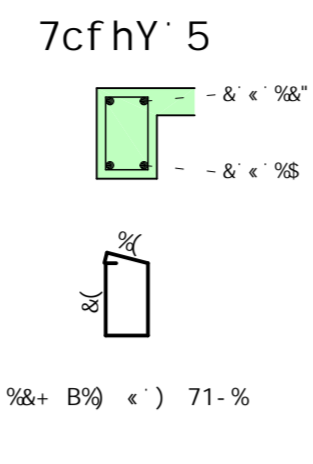
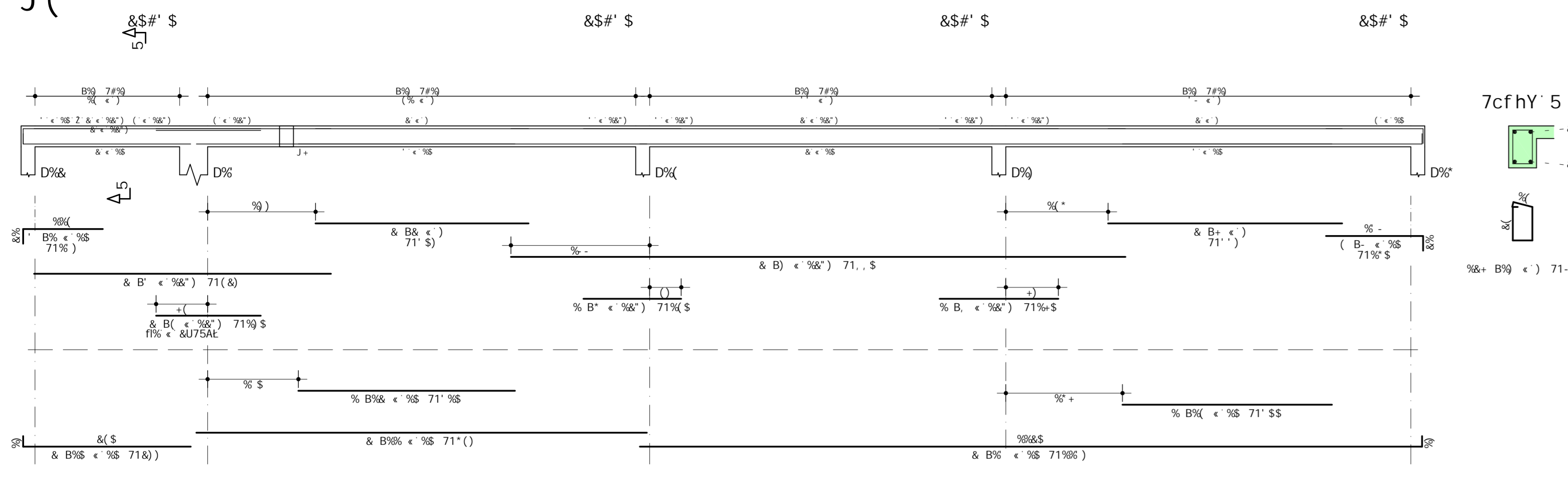


TQS Informática Ltda
 Rua: D. João de Gusmão, 115 - Vila Industrial - São Paulo - SP - 05431-000

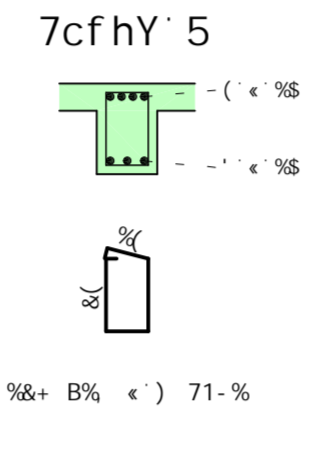
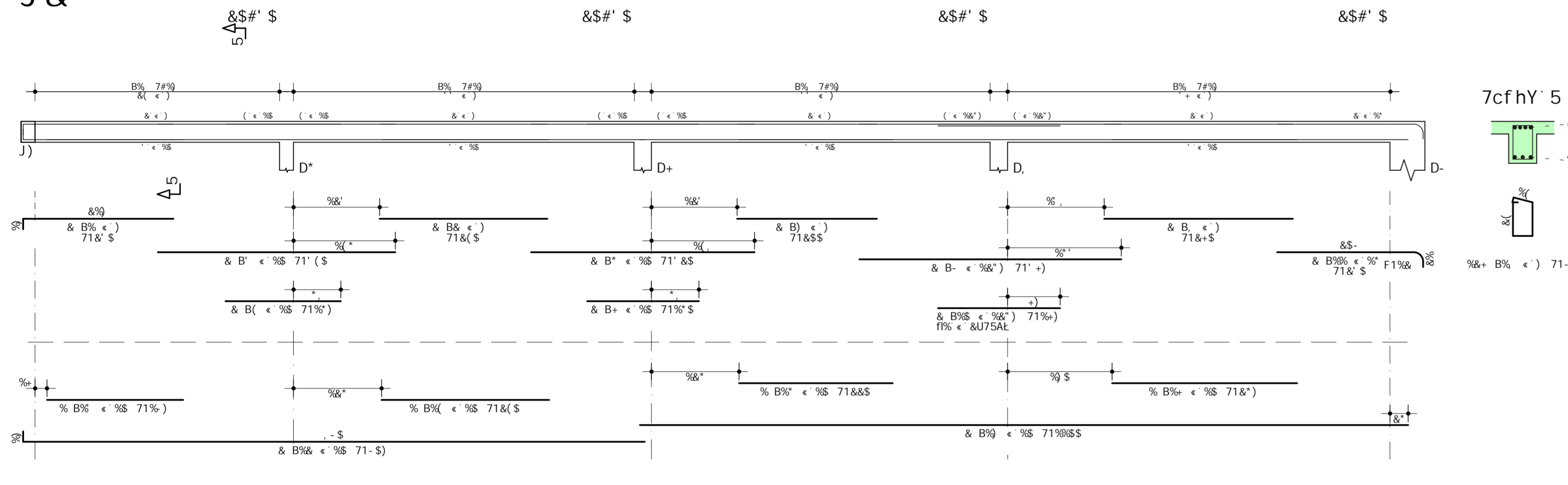
Projeto TCC
 Detalhamento de lajes
 Anexo G - Detalhamentos e Quadro de ferros

7cVYfhi fU' ! ' 5faUXi fU' bY[Uh] j U' df] bW dU'
 7cVYfhi fU' ! ' 5faUXi fU' dcg] h] j U' df] bW dU'

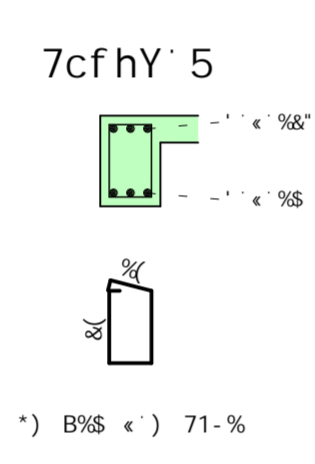
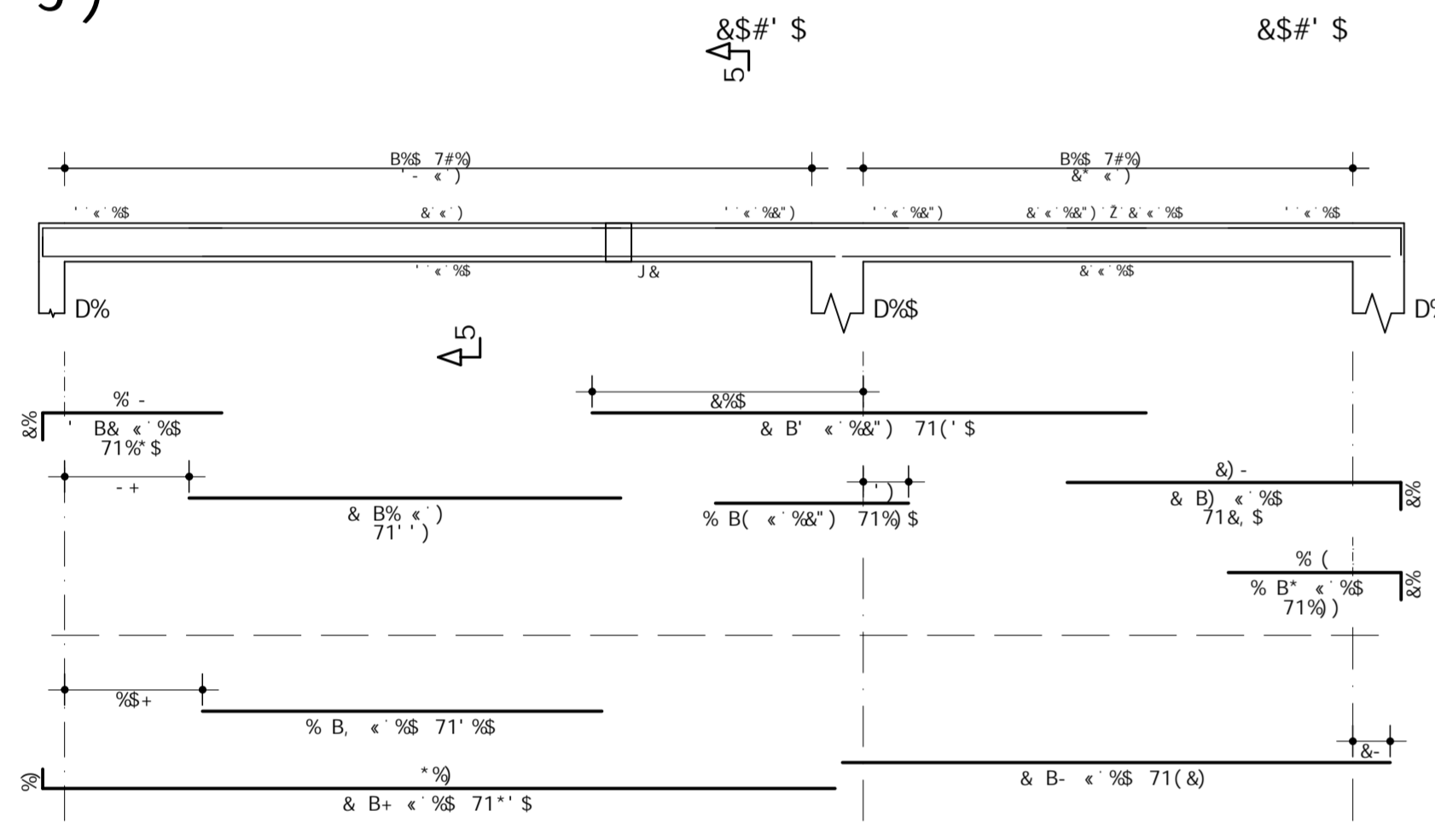
J(



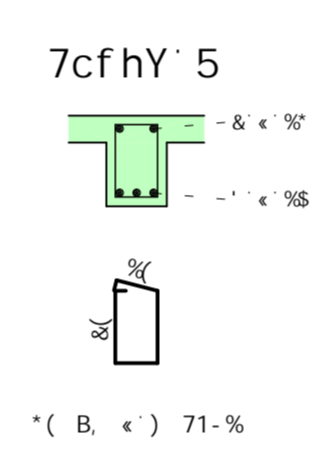
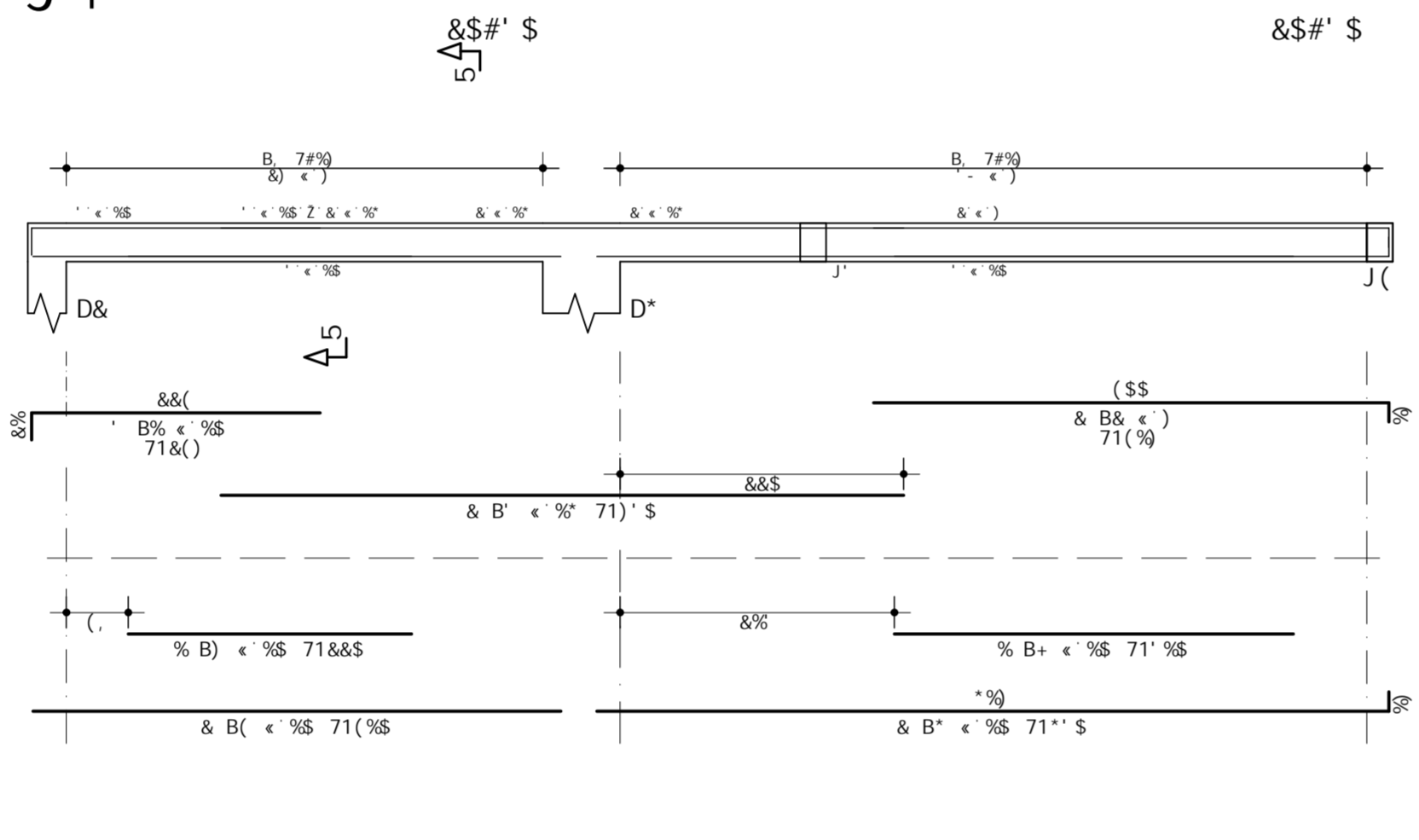
J&



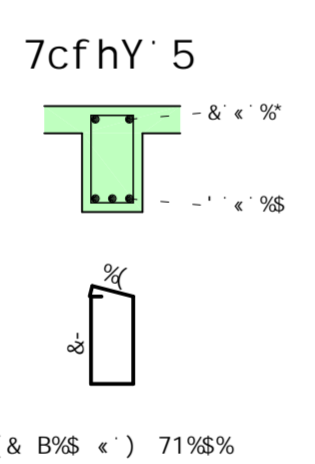
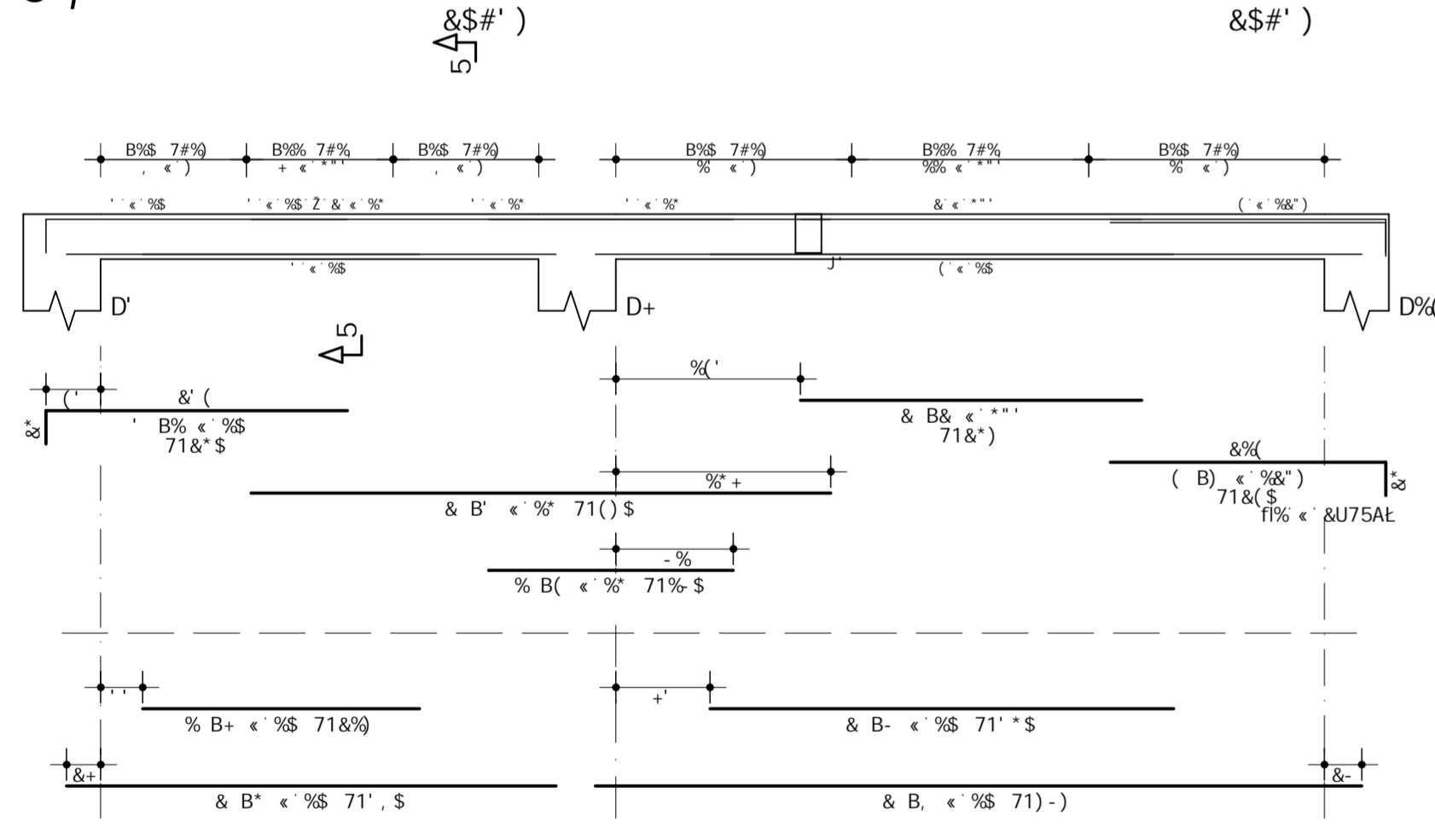
J)



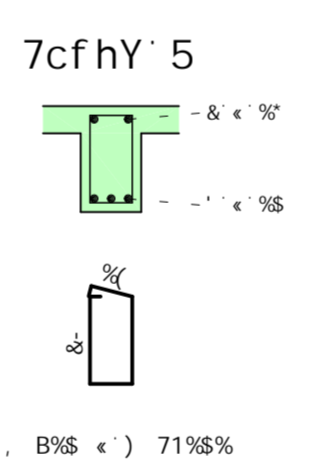
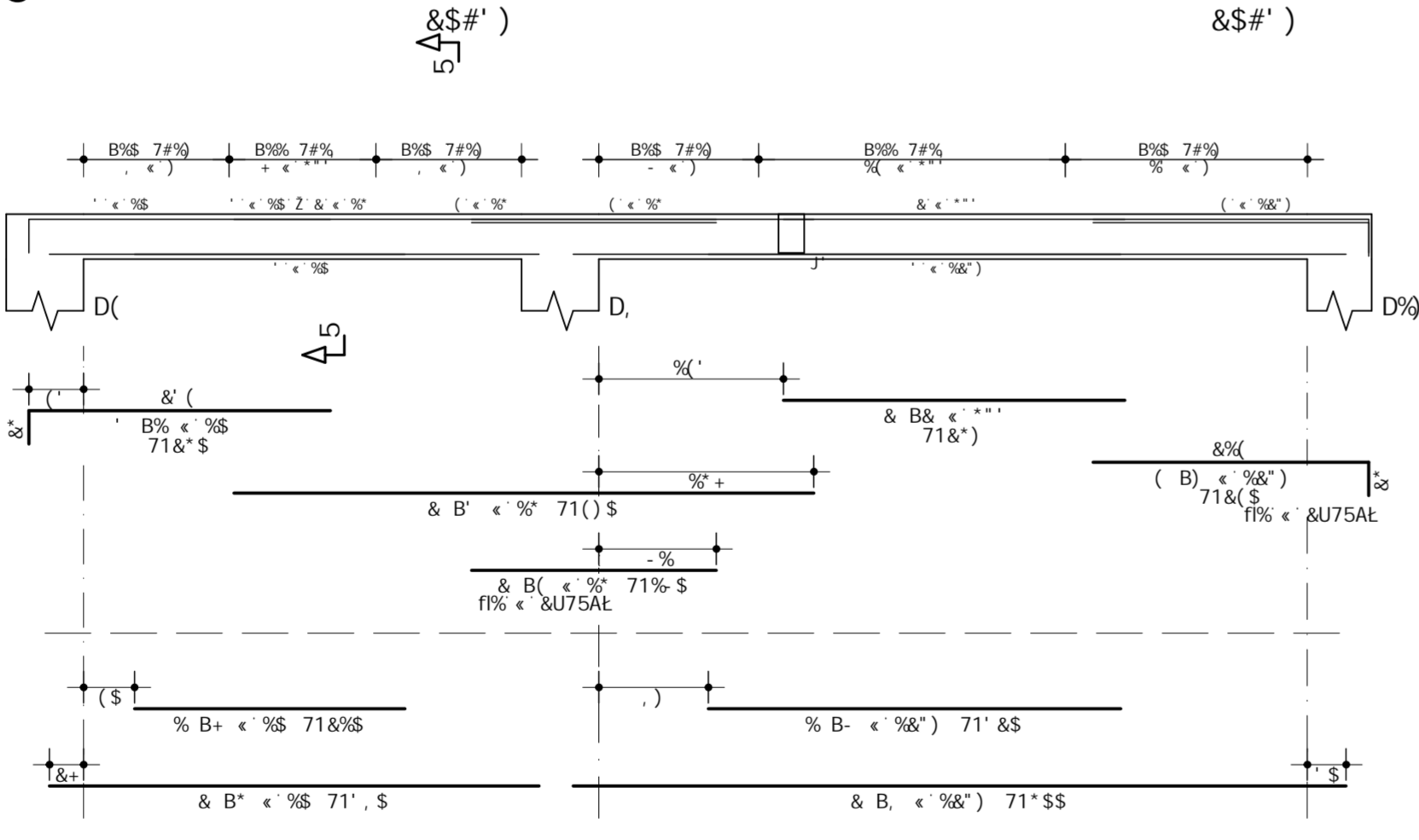
J+



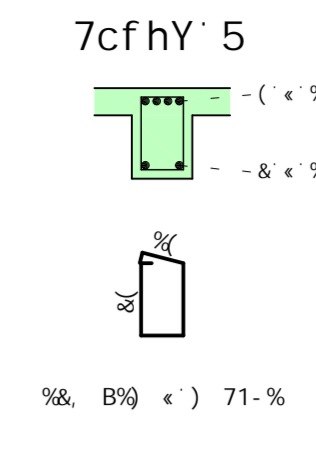
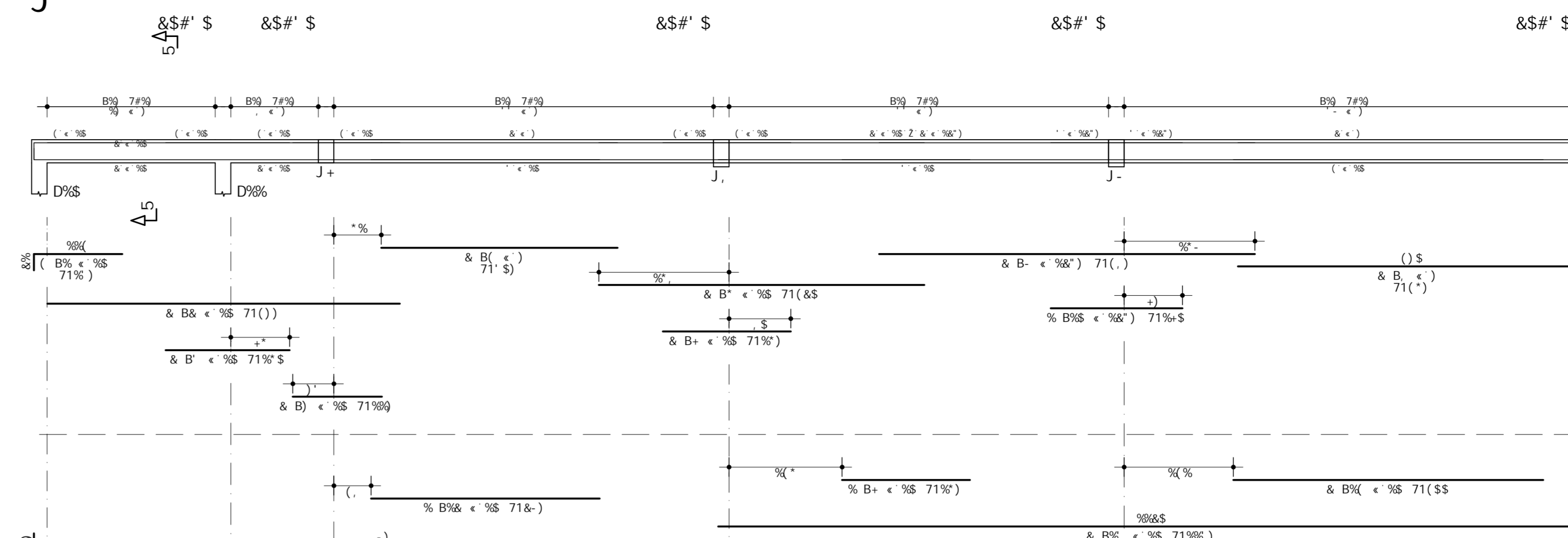
J,



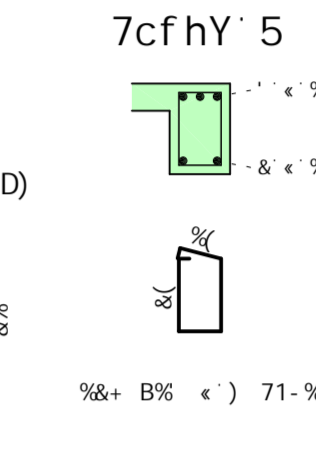
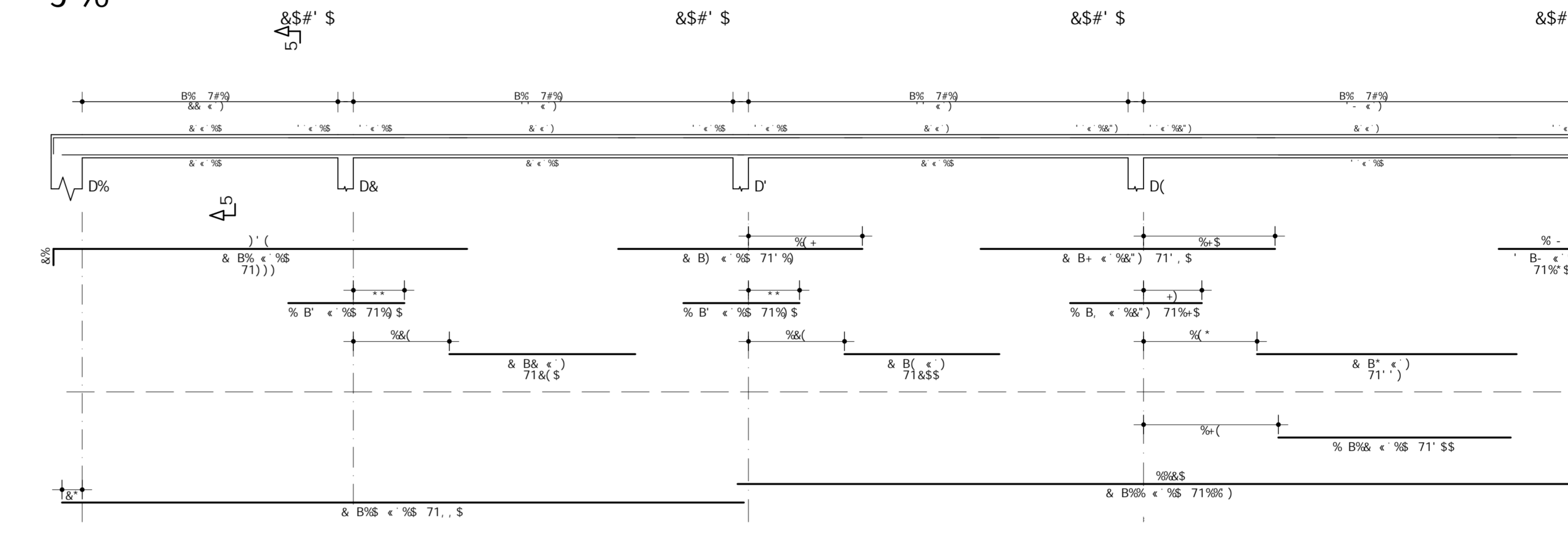
J-



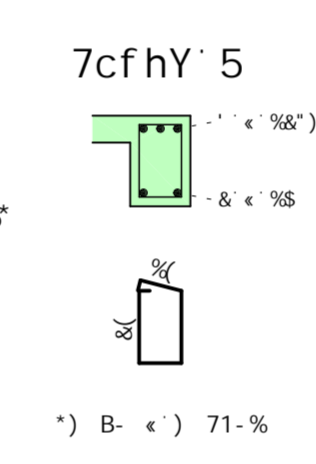
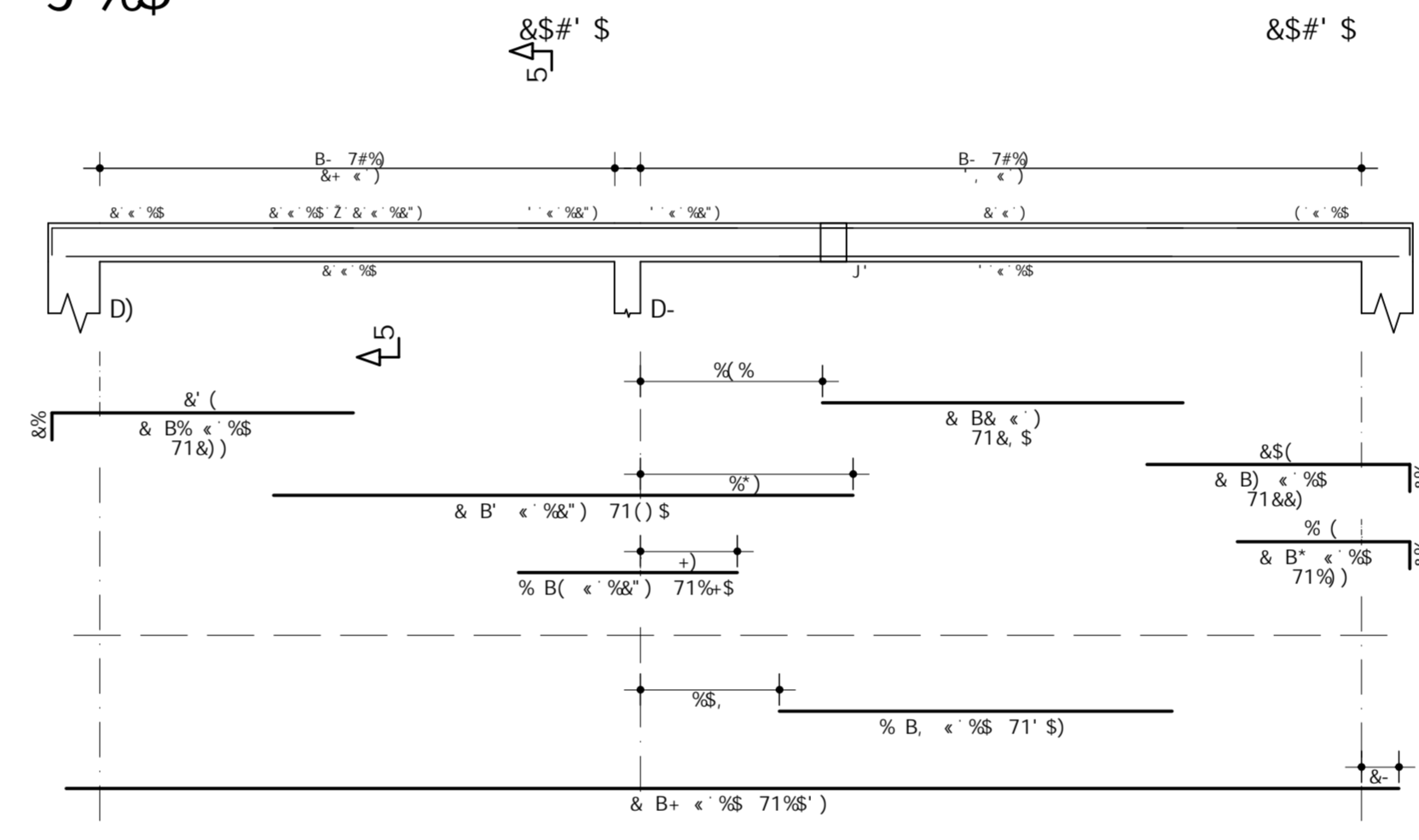
J'



J%



J\$



J*

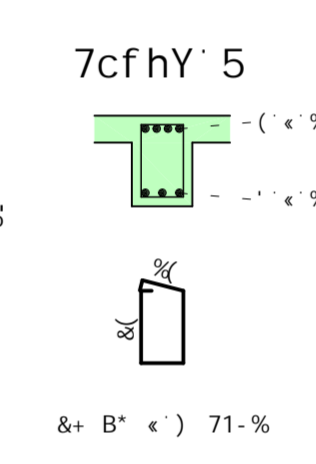
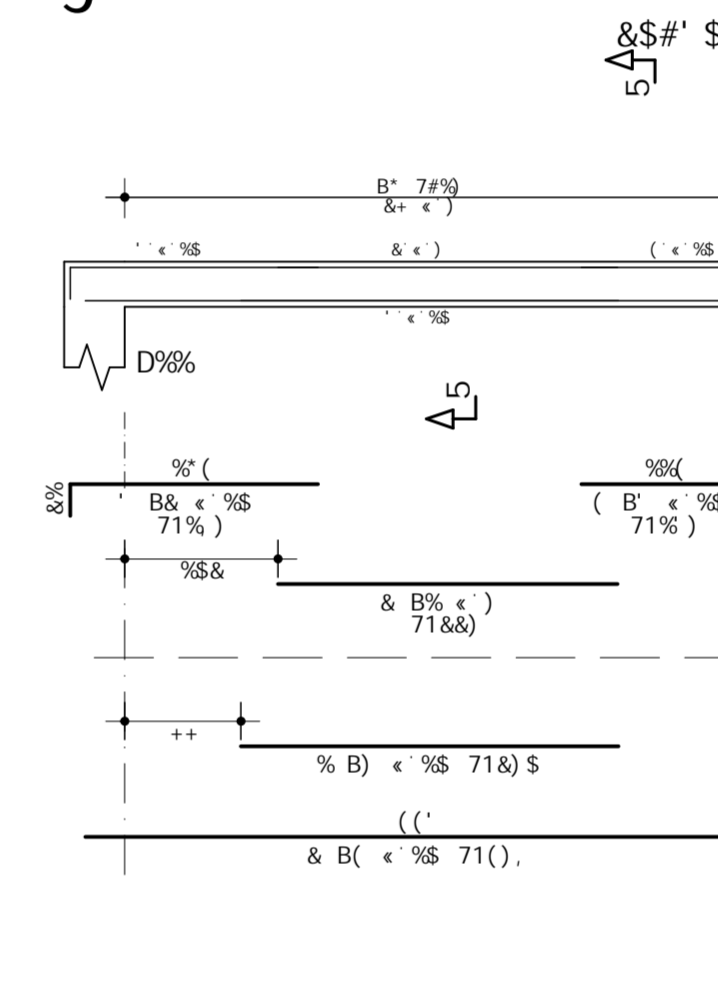
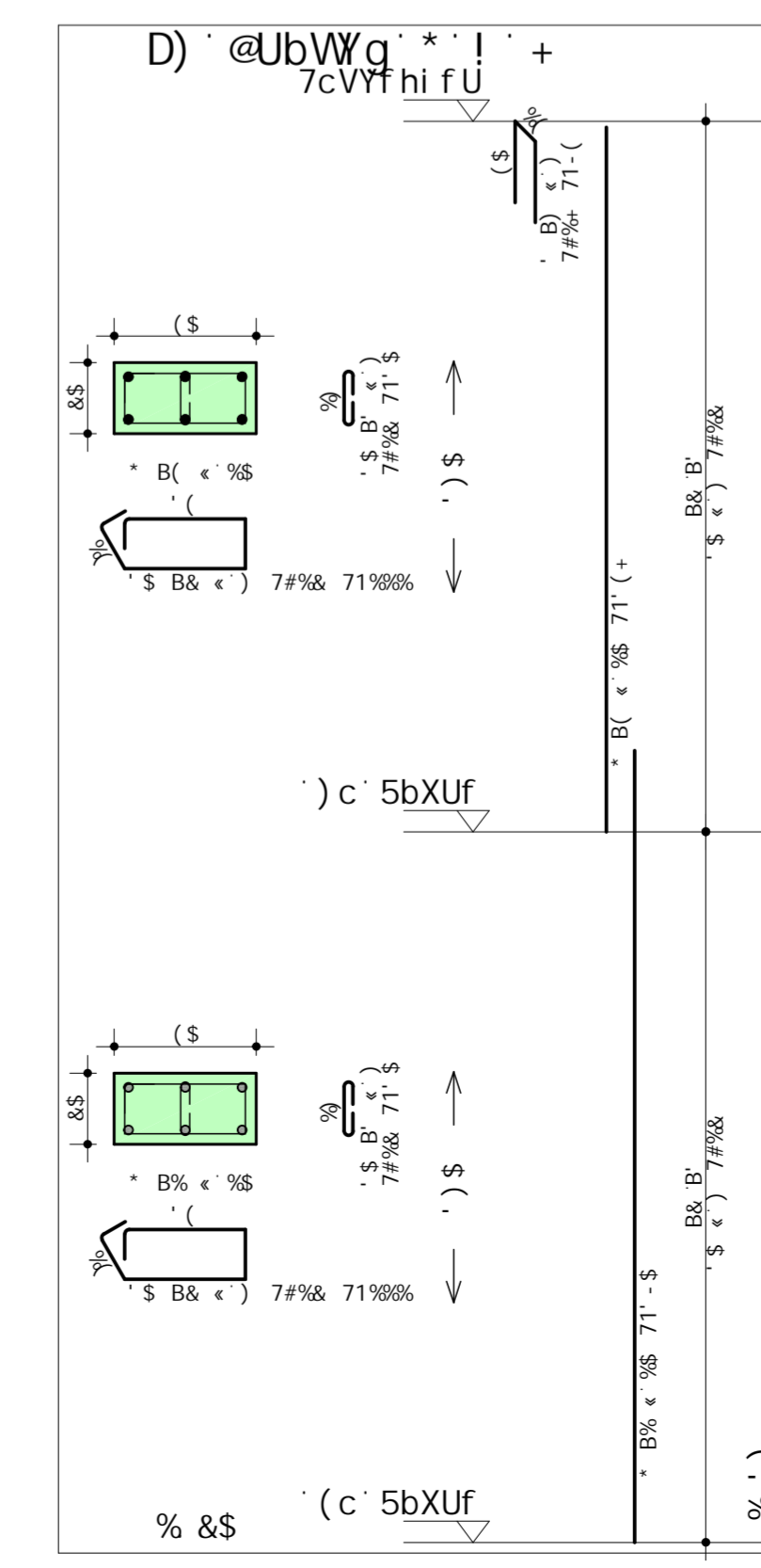
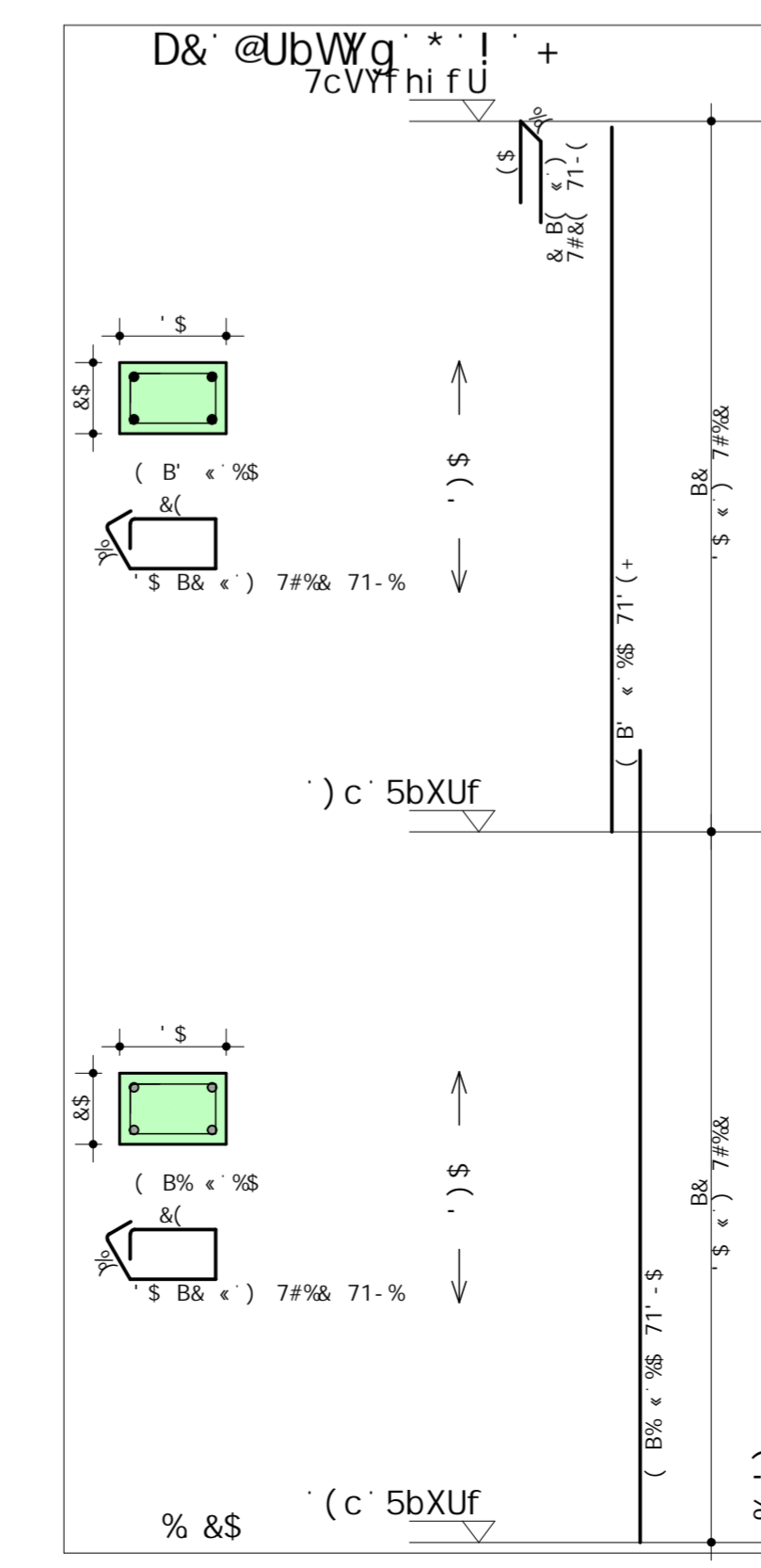
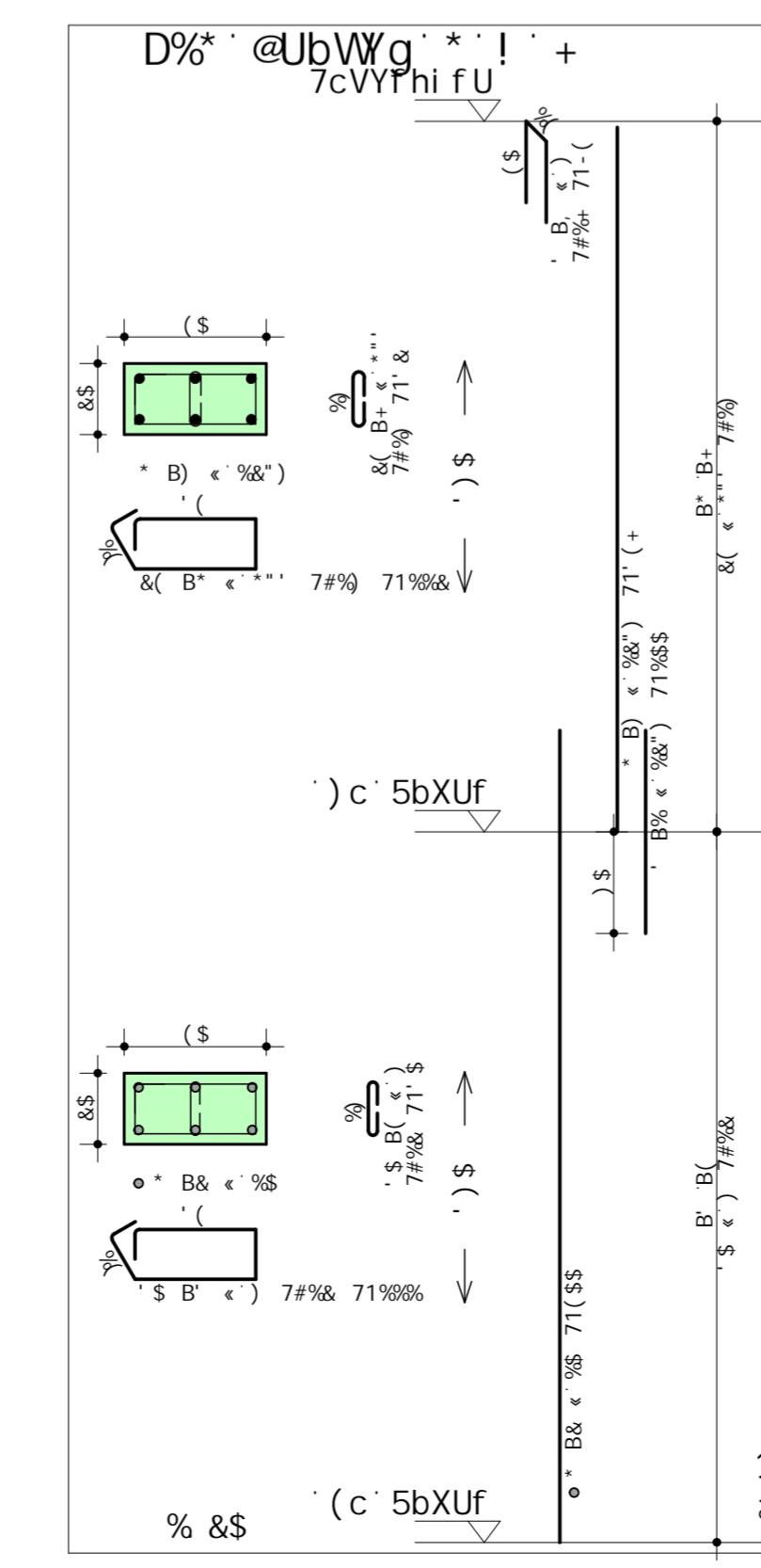
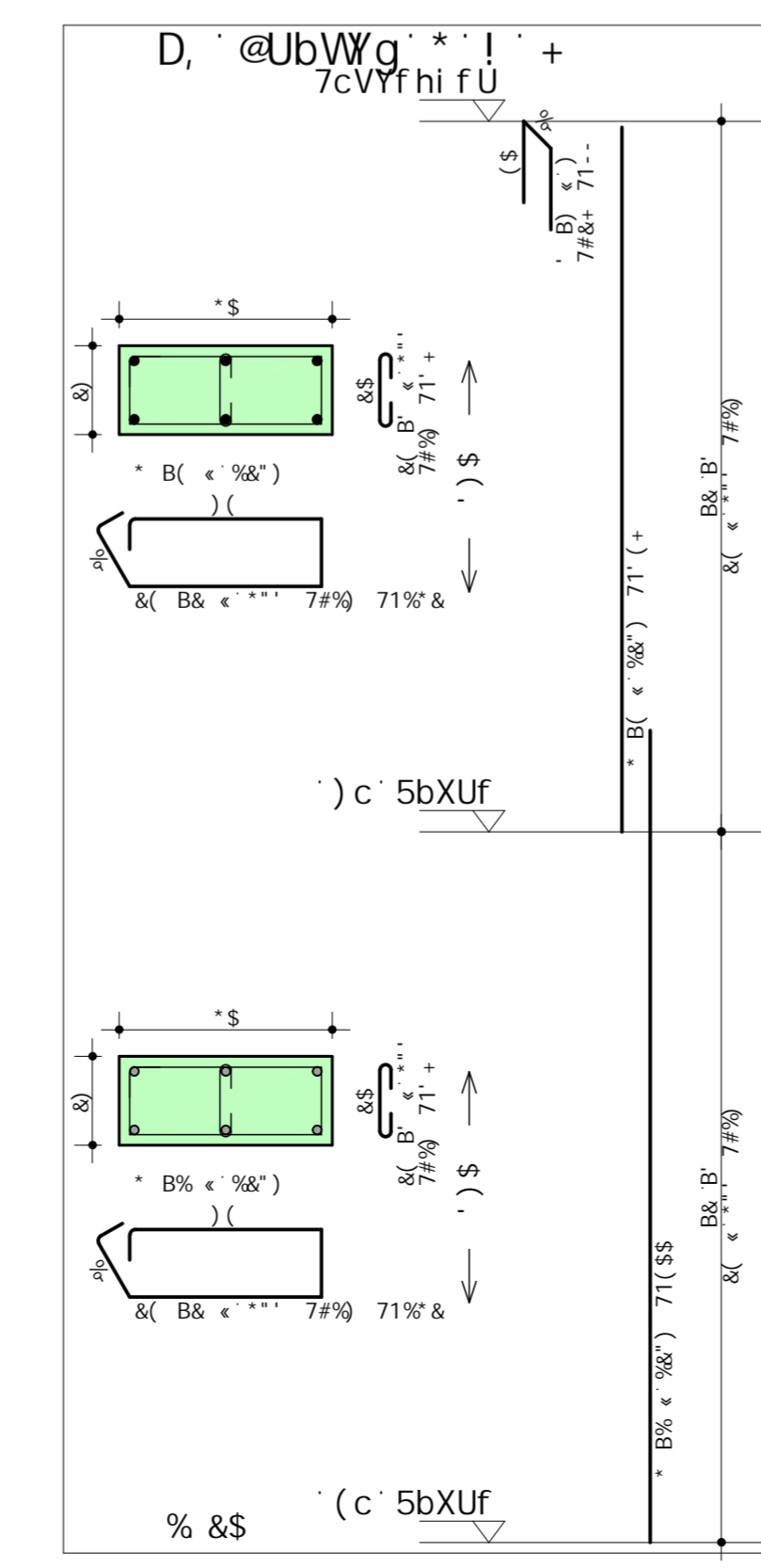
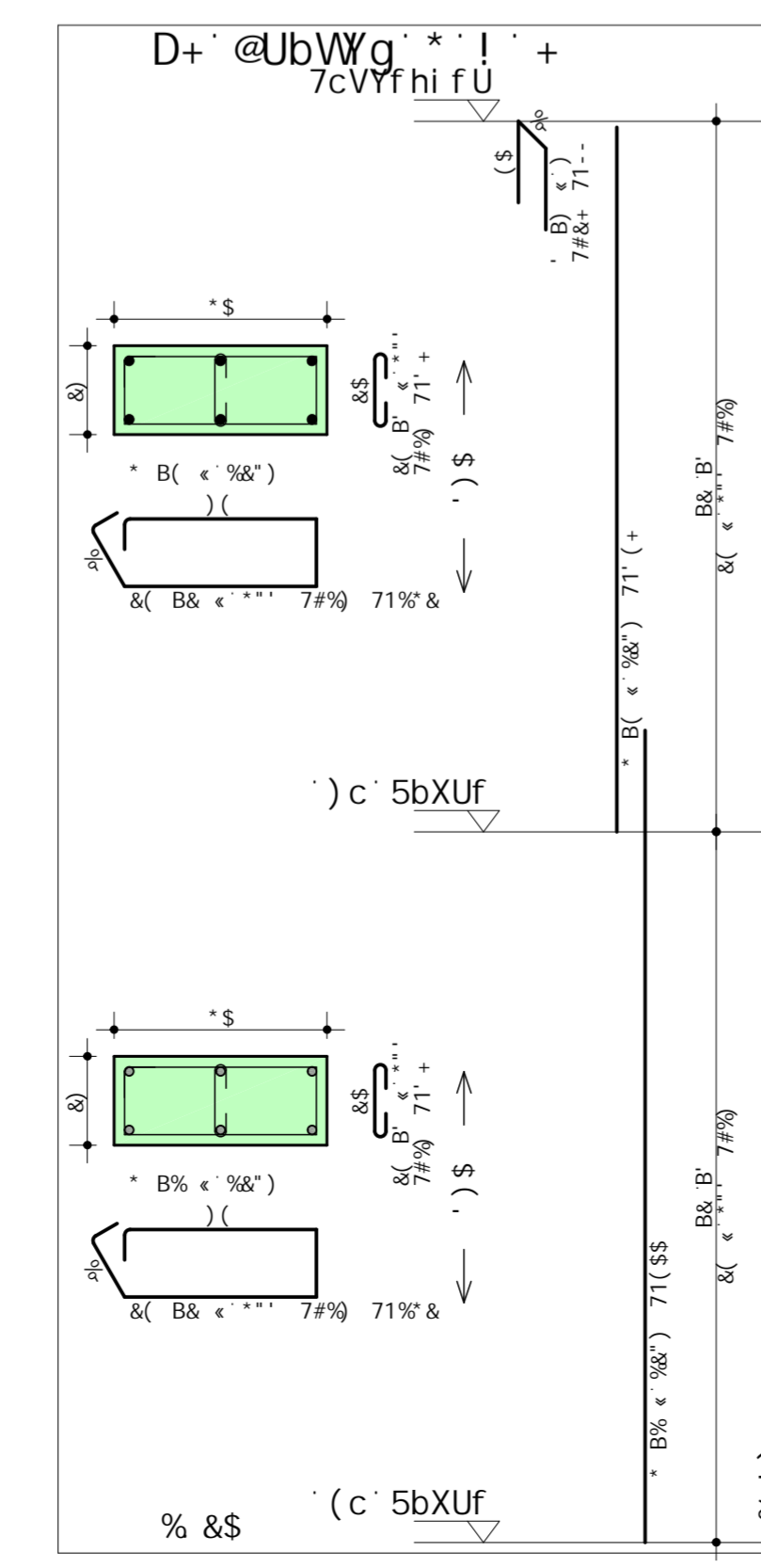
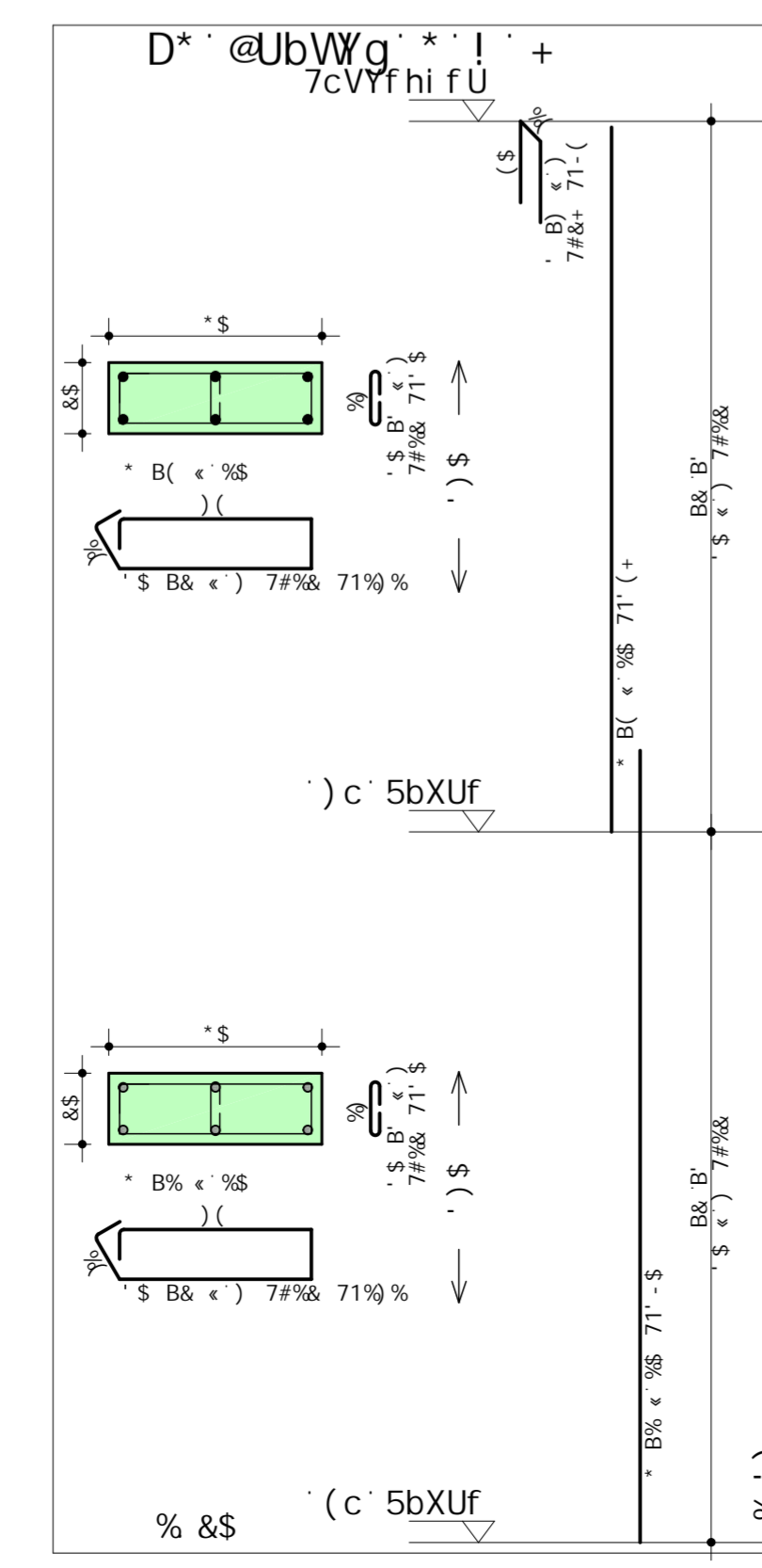
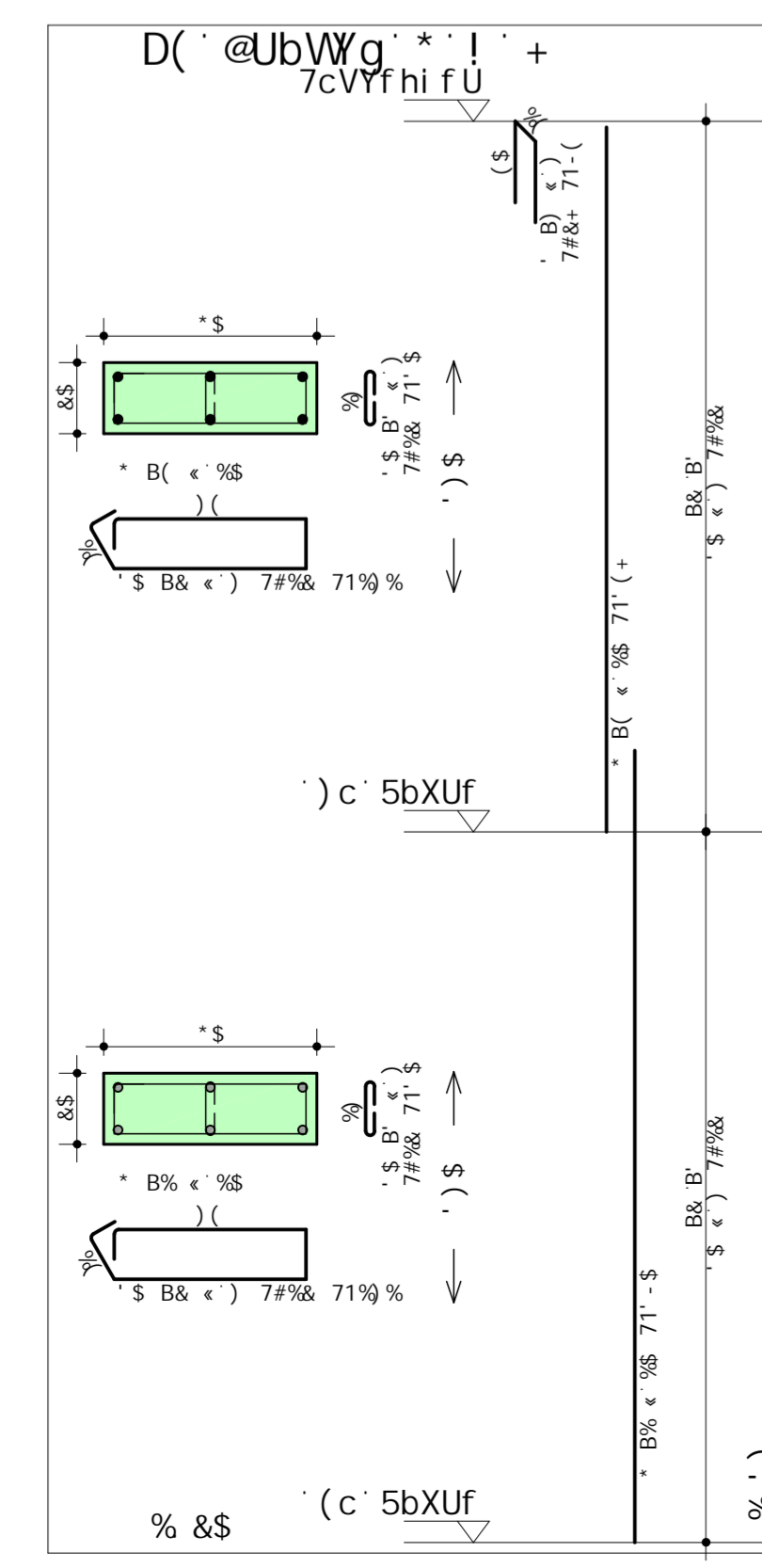
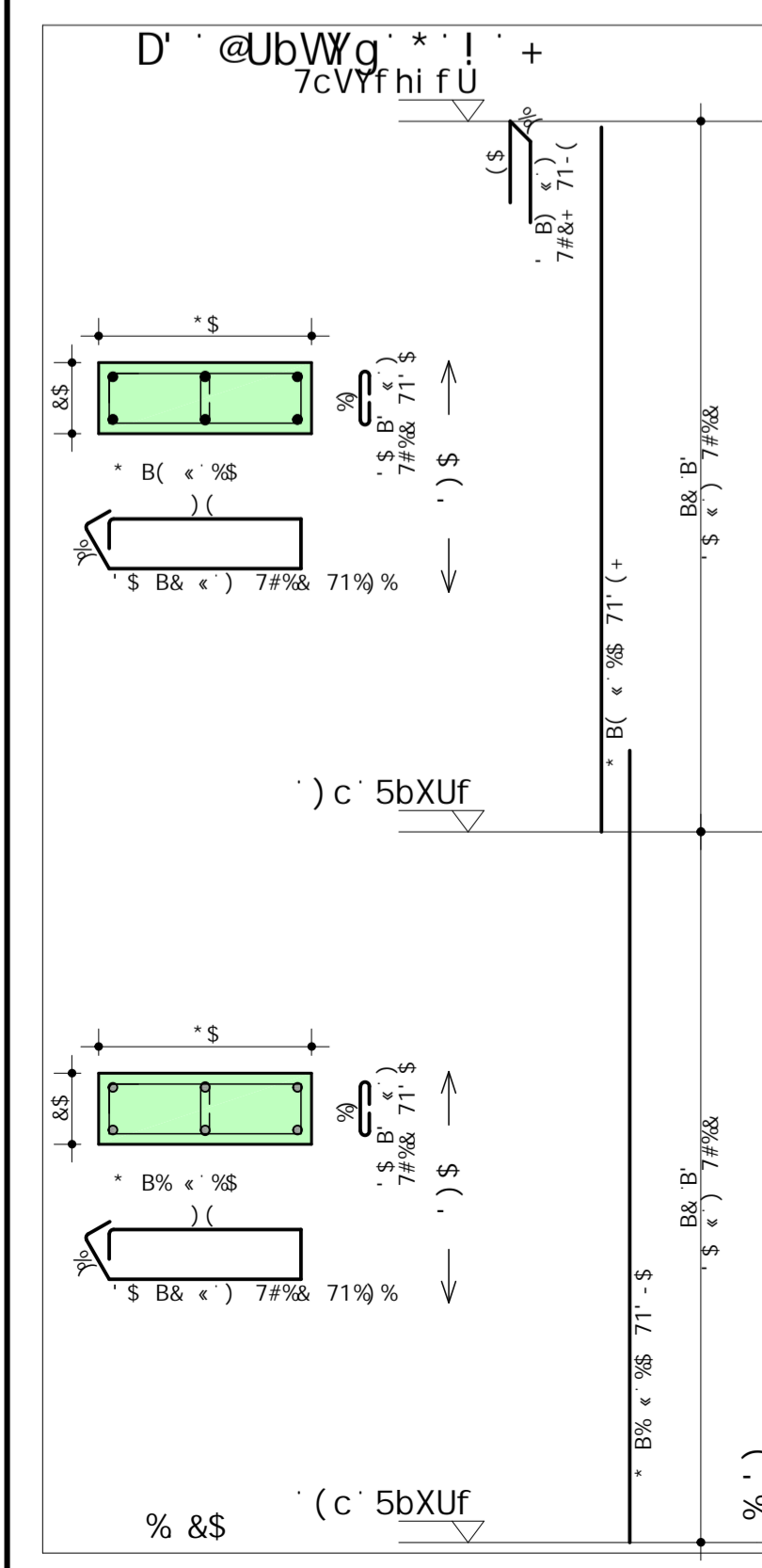
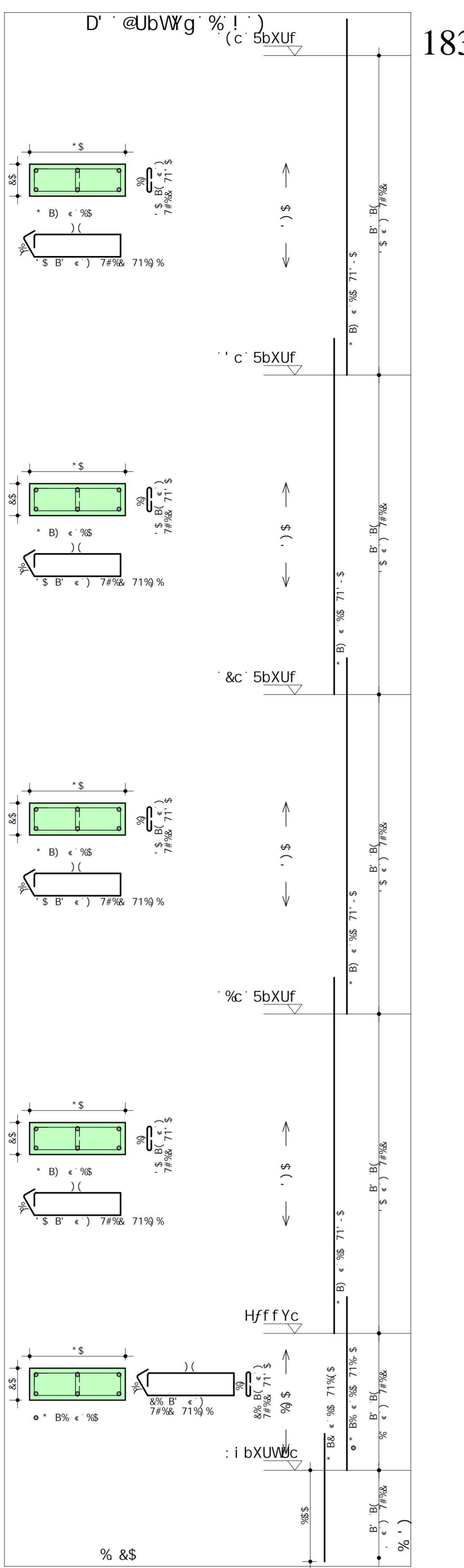
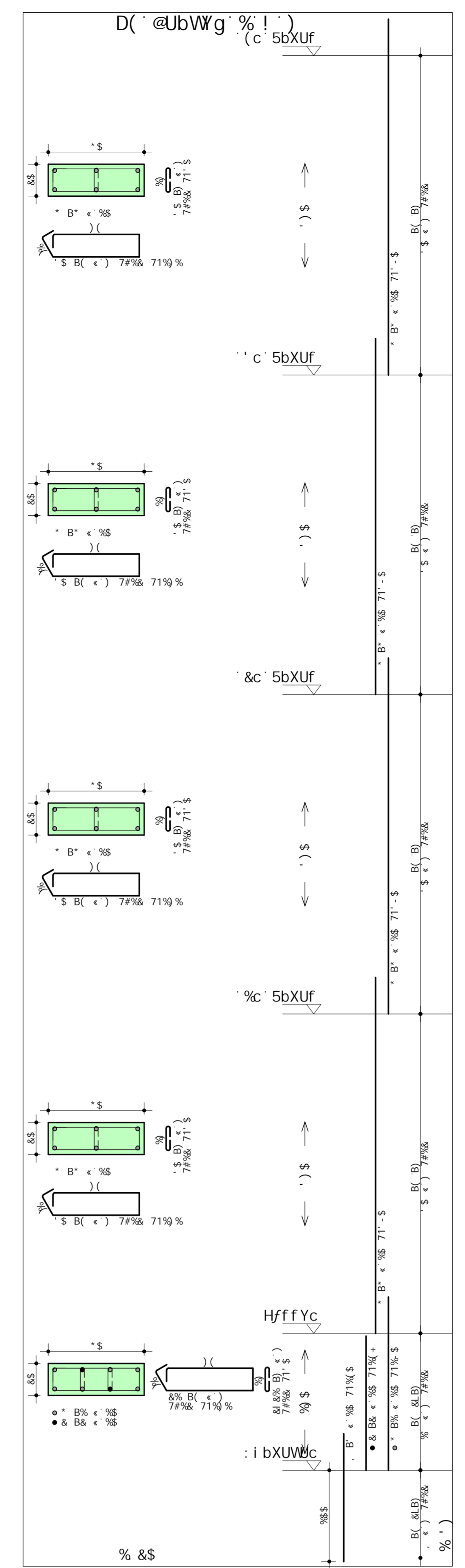
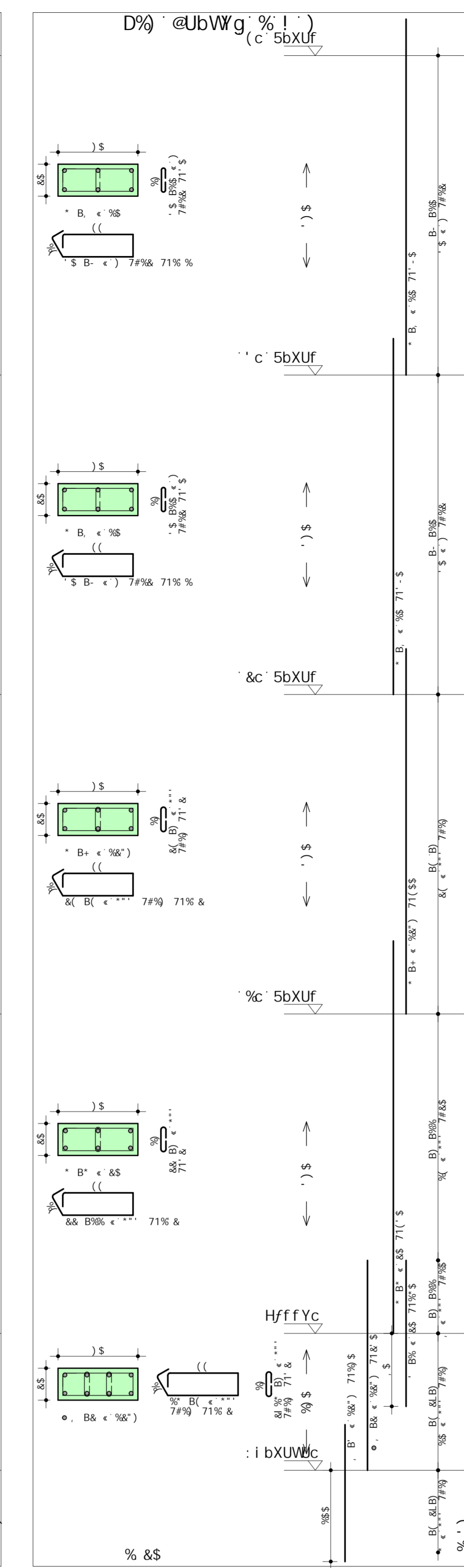
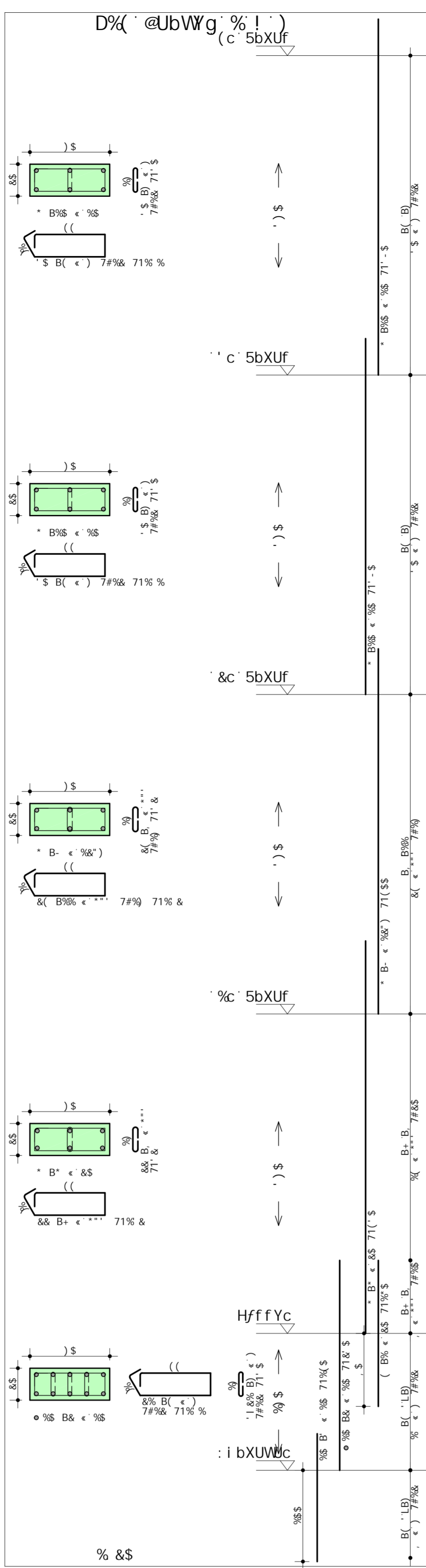
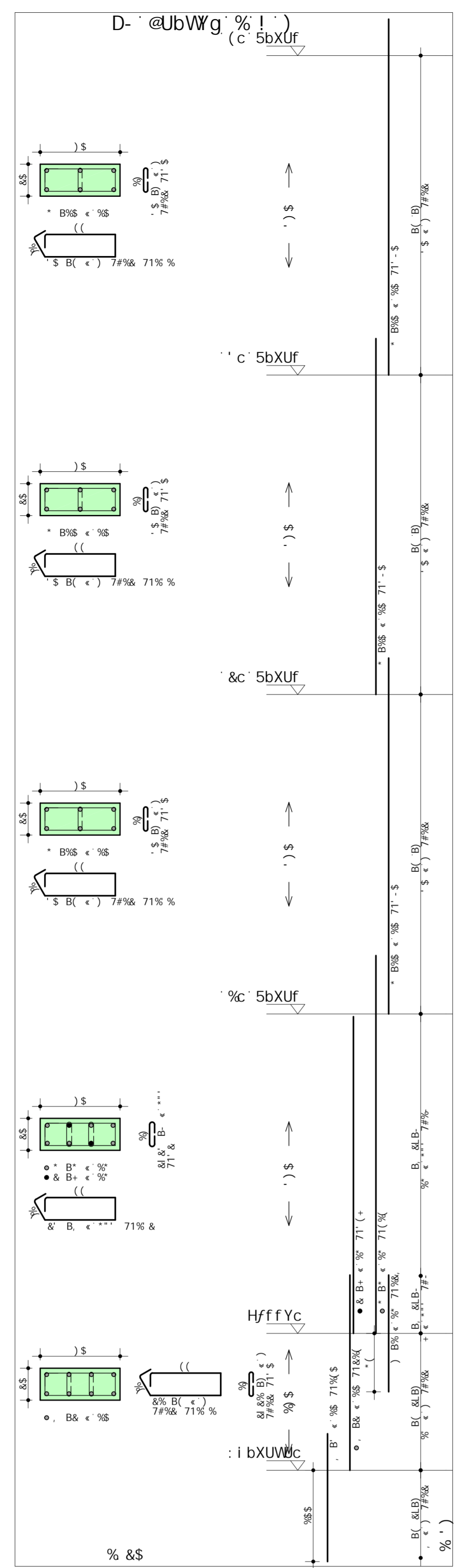
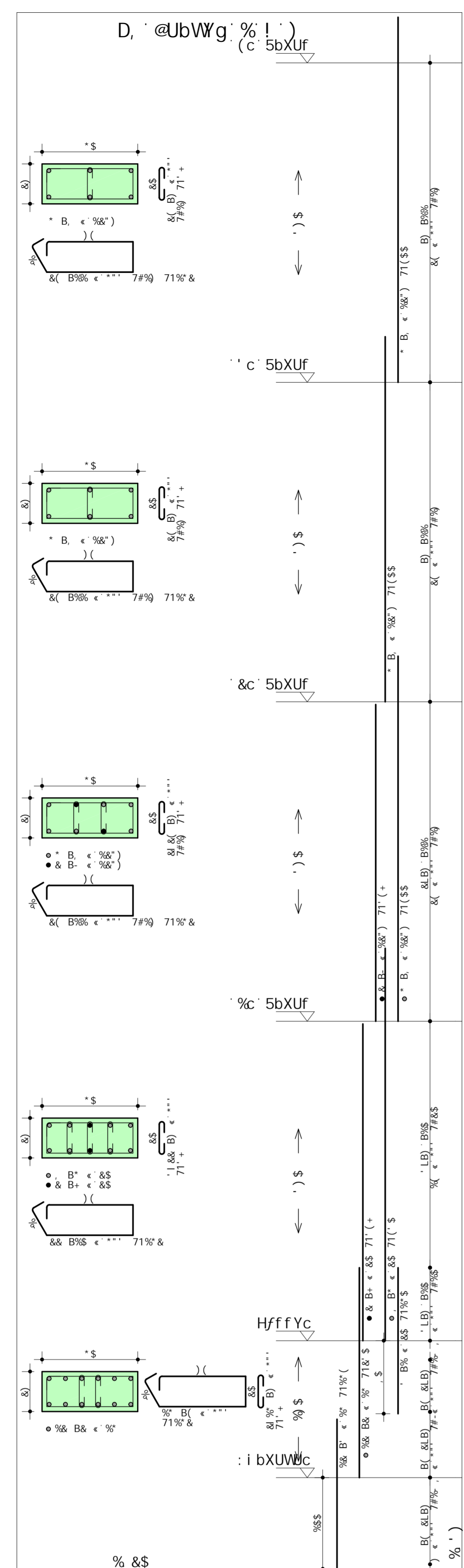
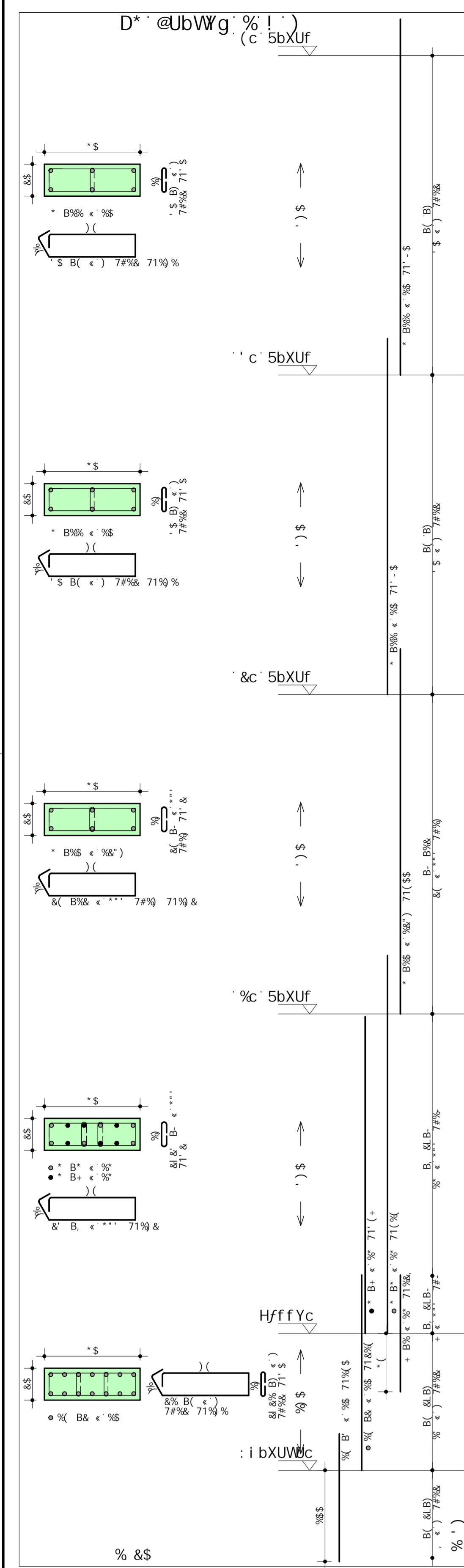


Table with columns: Suc, DCG, 6-H flat, 7CADF flat, 7CADF-A9BHC flat, 7CADF-A9BHC rwt. It contains multiple rows of numerical data.

Table with columns: Suc, FRCI AC 89 Suc, 7CADF flat, D9CC fl. It contains numerical data for different concrete types.

Project information block including TQS Informática Ltda., Bruno Miranda Freire, Projeto TCC, Vigas Cobertura Anexo G - Detalhamento de vigas, and other technical details.



SUC	DGC	6-H	EI	5BH	7CADF	A9BH	HCH5
flat	flat	flat	flat	flat	flat	flat	flat
D& @UbWwg % I
D' @UbWwg % I
D @UbWwg % I
D- @UbWwg % I
D9% @UbWwg % I
D9% @UbWwg % I
D (c) 5bXUF
D' @UbWwg % I

SUC	FRQIAC	B9	SUC
flat	flat	flat	flat
D9c HCHU
D9c HCHU

TQS Informática Ltda
 Rua... S. 1.4-16.11 7400-000 (AM) 55.11 622 054 00

Bruno Miranda Freire
Projeto TCC
Detalhamento dos Pilares

Detalhamento e quadros de ferro

Projeto: 2023/04/04
 ZWL: 1.1) ADU
 970.1) ADU

Projeto: 2023/04/04
 ZWL: 1.1) ADU
 970.1) ADU

Dz [] bu

Projeto: 2023/04/04
 ZWL: 1.1) ADU
 970.1) ADU

Projeto: 2023/04/04
 ZWL: 1.1) ADU
 970.1) ADU