

**UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL  
ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS**

**JAIME EDUARDO AGNOLETO FILHO**

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM  
CONCRETO ARMADO UTILIZANDO O *SOFTWARE* EBERICK E  
CALCULANDO MANUALMENTE**

**CAXIAS DO SUL  
2020**

**JAIME EDUARDO AGNOLETO FILHO**

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM  
CONCRETO ARMADO UTILIZANDO O *SOFTWARE* EBERICK E  
CALCULANDO MANUALMENTE**

Trabalho de conclusão de curso apresentado  
à Área de Conhecimentos de Exatas e  
Engenharia da Universidade de Caxias do Sul  
como requisito parcial para obtenção do título  
de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Luciano Zatti

**CAXIAS DO SUL**

**2020**

**JAIME EDUARDO AGNOLETO FILHO**

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM  
CONCRETO ARMADO UTILIZANDO O SOFTWARE EBERICK E  
CALCULANDO MANUALMENTE**

Trabalho de conclusão de curso apresentado  
à Área de Conhecimentos de Exatas e  
Engenharia da Universidade de Caxias do Sul  
como requisito parcial para obtenção do título  
de bacharel em Engenharia Civil.

**Aprovado em: 03/07/2020**

**BANCA EXAMINADORA**

---

**Luciano Zatti, M. Sc., Orientador**  
**Universidade de Caxias do Sul**

---

**Gustavo Ribeiro da Silva, M. Sc.**  
**Universidade de Caxias do Sul**

---

**Sergio Paulo da Silva Pacheco, Esp.**  
**Universidade de Caxias do Sul**

Dedico este trabalho aos meus pais, que são a base de todas as conquistas da minha vida.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço aos meus pais, Jaime e Silvia, por dedicarem suas vidas à me tornar a pessoa que sou hoje. Sou eternamente grato pelo apoio que eles proporcionaram em toda a minha trajetória até aqui. Foram a minha inspiração diária para superar qualquer tipo de obstáculo.

À minha namorada, Ana Clara, por ter sido o meu abrigo desde o início da graduação. Esteve sempre ao meu lado sem medir esforços, tanto nos bons quanto nos maus momentos. Obrigado pela compreensão e por todas as palavras que me incentivaram de alguma maneira.

À todos os meus familiares, desde os mais próximos até os mais distantes. Uma menção especial as minhas avós, Maria e Nilma, que sempre me transmitiram o maior carinho possível e estiveram na torcida pelo meu sucesso. Também aos meus avôs, Olívio e Dorvalino. O primeiro, que não pude ter a honra de conhecer, mas que deixou um legado familiar seguido até hoje por todos. O segundo, levo na memória como uma das pessoas mais marcantes da minha infância.

Aos meus amigos de Encantado, que me ajudaram direta ou indiretamente. A companhia deles nos finais de semana sempre me proporcionaram momentos de satisfação. Faço uma menção ao meu amigo Lucas, por conta da toda a sua parceria de longa data.

Aos meus amigos e colegas de Caxias do Sul. Foram os responsáveis por novas experiências que levarei para o resto da minha vida. Cito em especial o meu amigo Leonardo, que esteve ao meu lado em todos os momentos da graduação.

Aos professores da Universidade de Caxias do Sul. Agradeço pelo empenho em transmitir os conhecimentos necessários para a minha formação. Em especial, o meu muito obrigado ao meu orientador Luciano, por toda a paciência e a dedicação imensurável no decorrer do meu trabalho de conclusão de curso.

Por fim, às pessoas que me proporcionaram oportunidades profissionais. Jamais esquecerei a experiência que todos me passaram. Foi de extrema importância para o meu aprendizado nesta caminhada.

*“A satisfação está no esforço e não apenas na realização final.”*

**Mahatma Gandhi**

## RESUMO

Este trabalho apresenta um comparativo técnico e de custos para os resultados de um cálculo estrutural obtidos pelo *software* Eberick e de forma manual. As análises técnicas levaram em conta os esforços finais de cálculo atuantes. Já a questão de custos, considera os materiais necessários para a execução dos elementos. O dimensionamento realizado no programa foi para toda a estrutura em questão. No cálculo manual, foi considerada uma determinada seleção de lajes, vigas e pilares. O objeto de estudo é um edifício totalmente residencial de 6 pavimentos. Todos os parâmetros iniciais de cálculo foram os mesmos para as duas metodologias. Ao analisar os resultados finais, foram encontradas diferenças técnicas em determinados pontos da estrutura que, conseqüentemente, originaram distinções de armaduras necessárias. O dimensionamento realizado no programa acarretou em esforços e armaduras mais elevadas. Com isso, foi concluído que o método manual proporciona um projeto estrutural final mais econômico em relação aos custos. Vale ressaltar que essa conclusão é para a comparação de apenas uma seleção de membros estruturais. Para obter resultados completos de qual método traz menores custos finais totais, é necessário comparar toda a estrutura. Todas as análises mostram como é importante saber dimensionar uma estrutura de concreto armado por mais de um meio, para conseguir chegar a um resultado final confiável e de qualidade.

**Palavras-chave:** Projeto estrutural. Concreto armado. Lajes. Vigas. Pilares. Esforços finais de cálculo. Armaduras.

## ABSTRACT

This work presents a technical and cost comparison for the results of a structural calculation obtained by the Eberick software and in manual form. The technical analyses took into account the final computation efforts at hand. As for the question of costs, it considers the materials necessary for the execution of the elements. The sizing performed in the program was for the entire structure in question. In the manual calculation, a certain selection of slabs, beams and columns was considered. The object of study is a fully residential building of 6 floors. All the initial calculation parameters were the same for both methodologies. When analyzing the final results, technical differences were found at certain points of the structure which consequently led to necessary reinforcement distinctions. The dimensioning performed in the program resulted in higher stresses and reinforcements. With this, it was concluded that the manual method provides a final structural design more economical in relation to costs. It is worth mentioning that this conclusion is for the comparison of only one selection of structural members. To obtain complete results of which method brings lower total final costs, it is necessary to compare the whole structure. All analyses show how important it is to know how to dimension a reinforced concrete structure by more than one means, in order to reach a reliable and quality final result.

**Keywords:** Structural design. Reinforced concrete. Slabs. Beams. Pillars. Final efforts of calculation. Armor.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Esforços de tração e compressão nos vãos.....	24
Figura 2 – Coeficiente de arrasto ( $C_a$ ).....	33
Figura 3 – Isopletas de velocidade básico do vento ( $V_0$ ) em m/s .....	34
Figura 4 – Vão efetivo .....	38
Figura 5 – Simbologia para as condições de apoio.....	39
Figura 6 – Vinculação das lajes isoladas .....	40
Figura 7 – Áreas de influência de uma laje .....	42
Figura 8 – Momentos fletores em laje armada em uma direção.....	43
Figura 9 – Momentos fletores em laje armada em duas direções .....	45
Figura 10 – Compatibilização dos momentos fletores.....	46
Figura 11 – Pré-dimensionamento de altura para vigas contínuas .....	56
Figura 12 – Pré-dimensionamento de altura para vigas biapoiadas.....	56
Figura 13 – Pré-dimensionamento de altura para vigas em balanço .....	56
Figura 14 – Analogia de Ritter-Morsh.....	62
Figura 15 – Barras com inclinação de $45^\circ$ .....	66
Figura 16 – Barras na horizontal com boa e má aderência.....	66
Figura 17 – Comprimento básico de ancoragem.....	67
Figura 18 – (A) Gancho semicircular; (B) em ângulo de $45^\circ$ ; e (C) em ângulo reto ..	69
Figura 19 – Ancoragem nos apoios extremos .....	72
Figura 20 – Ancoragem (ponto inicial na face de apoio) .....	72
Figura 21 – Ancoragem (ponto inicial antes da face de apoio) .....	73
Figura 22 – Área de influência no pilar.....	74
Figura 23 – Barras longitudinais mínimas para pilares.....	76
Figura 24 – Estribos para pilares com momentos nas extremidades .....	77
Figura 25 – Casos de estribos protegidos ou não contra flambagem .....	79
Figura 26 – Classificação dos pilares quanto as solicitações iniciais .....	80
Figura 27 – Imperfeições geométricas globais.....	82
Figura 28 – Imperfeições geométricas locais.....	83
Figura 29 – Envoltória mínima de 1ª ordem .....	84
Figura 30 – Envoltória mínima de 2ª ordem .....	84
Figura 31 – Pilar intermediário .....	87
Figura 32 – Pilar de extremidade .....	88

Figura 33 – Pilar de canto .....	89
Figura 34 – Residencial Santiago.....	91
Figura 35 – Estrutura completa lançada no <i>software</i> Eberick .....	95
Figura 36 – Planta de forma simplificada do pavimento térreo .....	107
Figura 37 – Planta de forma simplificada dos pavimentos tipo.....	108
Figura A1 – Planilha de dimensionamento manual das lajes .....	134
Figura A2 – Planilha de dimensionamento manual das vigas .....	135
Figura A3 – Planilha de dimensionamento manual dos pilares .....	136

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Comparativo de momentos fletores positivos de cálculo na direção “x”	.99
Gráfico 2 – Comparativo de momentos fletores positivos de cálculo na direção “x”	100
Gráfico 3 – Comparativo de momentos fletores positivos de cálculo na direção “y”	100
Gráfico 4 – Comparativo de momentos fletores positivos de cálculo na direção “y”	100
Gráfico 5 – Comparativo de momentos fletores positivos máximos de cálculo	..... 113
Gráfico 6 – Comparativo de momentos fletores negativos máximos de cálculo	..... 113
Gráfico 7 – Comparativo de esforços cortantes máximos de cálculo	..... 113
Gráfico 8 – Comparativo de esforços normais de compressão	..... 117
Gráfico 9 – Comparativo de momentos fletores na direção “x”	..... 117
Gráfico 10 – Comparativo de momentos fletores na direção “y”	..... 117

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficientes $\gamma_c$ e $\gamma_s$ .....	26
Tabela 2 – Módulos de elasticidade do concreto estimados .....	27
Tabela 3 – Cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm .....	30
Tabela 4 – Parâmetros meteorológicos.....	35
Tabela 5 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ .....	37
Tabela 6 – Coeficiente $\gamma_{f2}$ .....	37
Tabela 7 – Valores mínimos de carga vertical.....	41
Tabela 8 – Valores do coeficiente $E_t$ em função do tempo.....	51
Tabela 9 – Taxas mínimas de armadura para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa.....	53
Tabela 10 – Alvenaria .....	58
Tabela 11 – Valores de $t_{wd2}$ para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa.....	63
Tabela 12 – Valores de $t_{c0}$ para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa.....	63
Tabela 13 – Valores de $p_w$ , mín dos concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa .....	64
Tabela 14 – Resistência de aderência de cálculo de concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa ..	67
Tabela 15 – Valores de $l_b$ (cm) .....	68
Tabela 16 – Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos.....	70
Tabela 17 – Valores do coeficiente adicional para pilares especiais.....	74
Tabela 18 – Comprimento de flambagem .....	81
Tabela 19 – Lajes e interseções de lajes iguais .....	96
Tabela 20 – Dimensões das lajes .....	97
Tabela 21 – Grupo de uso.....	98
Tabela 22 – Cargas verticais nas lajes.....	98
Tabela 23 – Resultados de momentos fletores positivos de cálculo .....	99
Tabela 24 – Resultados e comparativos de momentos fletores negativos de cálculo .....	101
Tabela 25 – Armaduras positivas das lajes .....	102
Tabela 26 – Armaduras negativas das lajes.....	103
Tabela 27 – Armaduras negativas de bordo das lajes .....	104
Tabela 28 – Valores das barras de aço.....	104
Tabela 29 – Quantidade total de barras de aço para as armaduras das lajes .....	105
Tabela 30 – Comparativo de custos das lajes.....	105

Tabela 31 – Vigas e pilares dos pórticos selecionados.....	106
Tabela 32 – Dimensões das vigas .....	109
Tabela 33 – Dimensões dos pilares .....	110
Tabela 34 – Cargas verticais das vigas.....	111
Tabela 35 – Comparativo de coeficientes para cálculo da força do vento .....	111
Tabela 36 – Resultados de esforços máximos de cálculo nas vigas.....	112
Tabela 37 – Armaduras longitudinais e transversais das vigas.....	114
Tabela 38 – Quantidade total de barras de aço para as armaduras das vigas .....	115
Tabela 39 – Comparativo de custos das vigas.....	116
Tabela 40 – Resultados dos esforços finais de cálculo dos pilares.....	116
Tabela 41 – Armaduras dos pilares.....	118
Tabela 42 – Quantidade total de barras de aço para as armaduras dos pilares .....	119
Tabela 43 – Comparativo de custos dos pilares.....	119
Tabela A1 – Esforços atuantes em lajes retangulares .....	125
Tabela A2 – Coeficientes $k_3$ e $k_6$ .....	128
Tabela A3 – Áreas de aço para armaduras de lajes ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ) .....	129
Tabela A4 – Áreas de aço para armaduras longitudinais de vigas e pilares .....	130
Tabela A5 – Áreas de aço para estribos das vigas ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ).....	130

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classe de agressividade ambiental (CAA) .....	29
Quadro 2 – Limites para deslocamentos .....	51
Quadro 3 – Coeficiente <i>Bfl</i> .....	57

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CA	Concreto Armado
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
CAD	<i>Computer-aided design</i>
cm	Centímetros
cm <sup>2</sup>	Centímetros quadrados
cm <sup>2</sup> /m	Centímetros quadrados por metro
GPa	Giga Pascal
kgf/m <sup>3</sup>	Quilograma-força por metro cúbico
kN	Quilo Newton
kN/cm <sup>2</sup>	Quilo Newton por centímetro quadrado
m	Metros
m <sup>2</sup>	Metros quadrados
mm	Milímetros
MPa	Mega Pascal
NBR	Norma Brasileira

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>21</b>
1.1	TEMA DE PESQUISA .....	22
1.2	DEMILITAÇÃO DO TEMA .....	22
1.3	QUESTÃO DE PESQUISA.....	22
1.4	OBJETIVOS .....	22
<b>1.4.1</b>	<b>Principal .....</b>	<b>22</b>
<b>1.4.2</b>	<b>Específicos .....</b>	<b>22</b>
1.5	HIPÓTESE .....	23
1.6	PRESSUPOSTOS.....	23
1.7	DELIMITAÇÕES.....	23
<b>2</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....</b>	<b>24</b>
2.1	ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO .....	24
<b>2.1.1</b>	<b>História e conceito do concreto armado .....</b>	<b>24</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Massa específica .....</b>	<b>25</b>
<b>2.1.3</b>	<b>Concreto.....</b>	<b>25</b>
2.1.3.1	Resistência à compressão .....	25
2.1.3.2	Resistência à tração .....	26
2.1.3.3	Módulo de elasticidade .....	27
<b>2.1.4</b>	<b>Aço.....</b>	<b>28</b>
2.1.4.1	Massa específica do aço da armadura passiva.....	28
2.1.4.2	Módulo de elasticidade do aço da armadura passiva .....	28
2.1.4.3	Resistência de escoamento do aço.....	28
<b>2.1.5</b>	<b>Durabilidade.....</b>	<b>28</b>
2.1.5.1	Classe de agressividade ambiental .....	29
2.1.5.2	Cobrimento nominal .....	29
<b>2.1.6</b>	<b>Segurança da estrutura – Estados Limites .....</b>	<b>30</b>
2.1.6.1	Estado limite último .....	31
2.1.6.2	Estado limite de serviço.....	31

<b>2.1.7</b>	<b>Ações.....</b>	<b>31</b>
2.1.7.1	Classificação das ações .....	31
2.1.7.2	Vento .....	32
2.1.7.3	Coeficientes de ponderação das ações.....	36
2.2	LAJES .....	37
<b>2.2.1</b>	<b>Pré-dimensionamento .....</b>	<b>37</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Espessura .....</b>	<b>38</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Vãos.....</b>	<b>38</b>
<b>2.2.4</b>	<b>Direção da armadura principal.....</b>	<b>39</b>
<b>2.2.5</b>	<b>Vinculação .....</b>	<b>39</b>
<b>2.2.6</b>	<b>Ações.....</b>	<b>41</b>
<b>2.2.7</b>	<b>Reações de apoio .....</b>	<b>41</b>
<b>2.2.8</b>	<b>Momentos fletores.....</b>	<b>43</b>
2.2.8.1	Lajes armadas em uma direção .....	43
2.2.8.2	Lajes armadas em duas direções.....	45
<b>2.2.9</b>	<b>Compatibilização dos momentos fletores.....</b>	<b>46</b>
<b>2.2.10</b>	<b>Estado limite de deformação excessiva .....</b>	<b>47</b>
2.2.10.1	Verificação do estádio .....	47
2.2.10.2	Flecha imediata .....	49
2.2.10.3	Flecha diferida .....	50
2.2.10.4	Flecha total.....	51
2.2.10.5	Flecha limite .....	51
<b>2.2.11</b>	<b>Dimensionamento das armaduras .....</b>	<b>51</b>
2.2.11.1	Armadura longitudinal.....	51
2.2.11.2	Armadura longitudinal mínima .....	52
2.2.11.3	Diâmetro, espaçamento e armadura secundária.....	53
<b>2.2.12</b>	<b>Detalhamento das armaduras .....</b>	<b>53</b>
2.2.12.1	Comprimento das barras .....	53
2.2.12.2	Número de barras.....	54
2.3	VIGAS .....	55
<b>2.3.1</b>	<b>Pré-dimensionamento .....</b>	<b>55</b>

2.3.2	Vãos.....	56
2.3.3	Instabilidade lateral.....	57
2.3.4	Vinculação.....	57
2.3.5	Ações.....	57
2.3.6	Reações de apoio e momentos fletores.....	58
2.3.7	Armadura longitudinal.....	58
2.3.8	Armadura longitudinal mínima de tração.....	60
2.3.9	Espaçamento.....	60
2.3.10	Número máximo de barras de armadura longitudinal por camada....	60
2.3.11	Armadura de pele.....	61
2.3.12	Armadura longitudinal máxima de tração e compressão.....	62
2.3.13	Verificação ao cisalhamento.....	62
2.3.14	Armadura transversal (estribos).....	63
2.3.15	Diâmetro e espaçamento entre estribos.....	64
2.3.16	Aderência.....	65
2.3.17	Ancoragem das armaduras.....	67
2.3.17.1	Comprimento de ancoragem básico.....	67
2.3.17.2	Comprimento de ancoragem necessário.....	68
2.3.17.3	Ancoragem dos estribos.....	69
2.3.17.4	Ancoragem nos apoios.....	70
2.3.18	Verificação dos estados limites de serviço.....	73
2.4	PILARES.....	73
2.4.1	Pré-dimensionamento.....	74
2.4.2	Armaduras mínima e máxima.....	75
2.4.3	Armadura longitudinal.....	75
2.4.3.1	Número mínimo de barras.....	76
2.4.3.2	Espaçamento mínimo e máximo entre barras.....	76
2.4.4	Armadura transversal (estribos).....	77
2.4.4.1	Espaçamento máximo dos estribos.....	78
2.4.4.2	Estribos suplementares.....	78
2.4.5	Índice de esbeltez.....	79
2.4.6	Classificação.....	80

2.4.6.1	Quando as solicitações iniciais.....	80
2.4.6.2	Quanto a esbeltez .....	81
<b>2.4.7</b>	<b>Flambagem .....</b>	<b>81</b>
<b>2.4.8</b>	<b>Imperfeições geométricas .....</b>	<b>82</b>
2.4.8.1	Imperfeições globais.....	82
2.4.8.2	Imperfeições locais.....	83
<b>2.4.9</b>	<b>Efeitos de 2ª ordem .....</b>	<b>85</b>
2.4.9.1	Índice de esbeltez limite .....	85
2.4.9.2	Valores de $ab$ .....	85
2.4.9.3	Método do pilar-padrão com curvatura aproximada .....	86
<b>2.4.10</b>	<b>Cálculo dos pilares.....</b>	<b>87</b>
2.4.10.1	Pilar intermediário.....	87
2.4.10.2	Pilar de extremidade ou de borda.....	88
2.4.10.3	Pilar de canto .....	89
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>91</b>
3.1	OBJETO DE ESTUDO .....	91
3.2	PARÂMETROS INICIAIS DE PROJETO.....	92
<b>3.2.1</b>	<b>Resistência a compressão do concreto .....</b>	<b>92</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Aço.....</b>	<b>92</b>
<b>3.2.3</b>	<b>Coeficientes .....</b>	<b>92</b>
<b>3.2.4</b>	<b>Cobrimento nominal.....</b>	<b>92</b>
<b>3.2.5</b>	<b>Carregamentos .....</b>	<b>93</b>
3.2.5.1	Parâmetros de vento .....	93
<b>3.2.6</b>	<b>Pré-dimensionamento.....</b>	<b>93</b>
3.3	SOFTWARES.....	94
<b>3.3.1</b>	<b>Eberick .....</b>	<b>94</b>
<b>3.3.2</b>	<b>Ftool.....</b>	<b>94</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>95</b>
4.1	EBERICK.....	95
4.2	PLANILHAS DO EXCEL.....	95

4.3	CÁLCULO MANUAL DAS LAJES .....	96
4.3.1	<b>Pré-dimensionamento .....</b>	<b>97</b>
4.3.2	<b>Cargas .....</b>	<b>97</b>
4.3.3	<b>Esforços finais de cálculo .....</b>	<b>98</b>
4.3.4	<b>Armaduras .....</b>	<b>101</b>
4.3.5	<b>Custo final .....</b>	<b>104</b>
4.4	CÁLCULO MANUAL DOS PÓRTICOS .....	105
4.4.1	<b>Pré-dimensionamento das vigas.....</b>	<b>109</b>
4.4.2	<b>Pré-dimensionamento dos pilares .....</b>	<b>109</b>
4.4.3	<b>Cargas .....</b>	<b>110</b>
4.4.4	<b>Esforços finais de cálculo das vigas .....</b>	<b>112</b>
4.4.5	<b>Armaduras das vigas .....</b>	<b>114</b>
4.4.6	<b>Custo final das vigas.....</b>	<b>115</b>
4.4.7	<b>Esforços finais de cálculo dos pilares .....</b>	<b>116</b>
4.4.8	<b>Armaduras dos pilares.....</b>	<b>118</b>
4.4.9	<b>Custo final dos pilares .....</b>	<b>119</b>
5	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>120</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>122</b>
	<b>ANEXO A .....</b>	<b>124</b>
	<b>ANEXO B .....</b>	<b>131</b>
	<b>APÊNDICE A .....</b>	<b>132</b>
	<b>APÊNDICE B .....</b>	<b>133</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A área de atuação profissional de um projetista estrutural é bastante ampla no mercado de trabalho da engenharia civil. Cabe à ele saber dimensionar e analisar tecnicamente a estrutura, assim como resolver possíveis percalços da maneira mais adequada possível. Assim, pode-se chegar em um produto final que gere satisfação total ao cliente.

Segundo Campos Botelho e Marchetti (2015), o concreto armado tem fins estruturais e, por vezes, pode ser usado como parte da arquitetura em questão. Os elementos principais de uma estrutura (fundações, pilares, vigas e lajes) podem ser executados nesse sistema. O mesmo é utilizado desde construções de pequeno porte, até para as mais grandiosas obras.

Nos últimos anos, os projetos estruturais em concreto armado ganharam ferramentas computacionais que facilitam o trabalho do profissional. Existem vários *softwares* disponíveis no mercado que realizam os processos de lançamento, conferência, análise e detalhamento da estrutura. O *software* Eberick, usado neste trabalho, é um dos programas que melhor auxiliam o projetista estrutural no andamento do projeto.

Porém, possuir apenas o método computacional em mãos não é o suficiente. É preciso conseguir manipular as diversas situações adversas que podem surgir. Por isso, ter o conhecimento de como realizar o cálculo de forma manual é muito importante para a confecção de um projeto estrutural. O projetista que possui experiência com esse método, terá o conhecimento em um nível mais elevado e conseguirá analisar a estrutura da forma mais adequada.

O presente trabalho aborda um projeto estrutural em concreto armado de um edifício de uso residencial. Foi realizado o dimensionamento dos elementos estruturais que constituem a estrutura utilizando o *software* Eberick e de forma manual. Os cálculos de cada dimensionamento foram executados conforme teoria que foi fornecida na graduação e de acordo com informações pesquisadas em livros e normas técnicas específicas.

O intuito final é concluir se os dois métodos de cálculo são compatíveis técnica e/ou economicamente. Além disso, é de grande importância aprofundar o que já é conhecido e adquirir novos conceitos sobre projetos estruturais em concreto armado para obter o máximo de experiência possível sobre o assunto.

## 1.1 TEMA DE PESQUISA

Estruturas de concreto armado.

## 1.2 DEMILITAÇÃO DO TEMA

Dimensionamento de elementos estruturais em concreto armado utilizando um *software* e calculando manualmente.

## 1.3 QUESTÃO DE PESQUISA

Existem diferenças técnicas e/ou de custos que sejam significativas nos resultados do dimensionamento de elementos estruturais de um edifício residencial em concreto armado utilizando um *software* e calculando manualmente?

## 1.4 OBJETIVOS

### 1.4.1 Principal

Dimensionar a estrutura de um edifício residencial em concreto armado de 6 pavimentos com o auxílio do *software* Eberick e, posteriormente, realizar o mesmo processo de forma manual para o segundo pavimento. Sendo que, no pavimento analisado manualmente, serão consideradas todas as lajes e uma seleção de vigas e pilares. Vale ressaltar que, no método manual, será utilizado o *software* Ftool para determinação de esforços de cálculo decorrentes dos carregamentos horizontais e verticais. Planilhas eletrônicas do Excel também servirão de auxílio para otimizar os cálculos de dimensionamento dos elementos selecionados.

### 1.4.2 Específicos

- a) dimensionar toda a estrutura do edifício no *software* Eberick;
- b) desenvolver planilhas de dimensionamento dos elementos estruturais, com o auxílio da ferramenta Excel, para o cálculo manual;

- c) comparar tecnicamente os resultados de esforços finais presentes em cada elemento estrutural selecionado para os dois métodos de cálculo;
- d) comparar os custos dos materiais necessários para a execução (quantidade de madeira para formas, quantidade de aço para armaduras e volume de concreto) de cada elemento estrutural selecionado para os dois métodos de cálculo;
- e) estimar qual modelo de dimensionamento estrutural é o mais vantajoso na questão de custos para a estrutura em questão.

## 1.5 HIPÓTESE

Não existem diferenças técnicas e de custos que sejam significativas no dimensionamento de elementos estruturais quando o procedimento é feito pelo *software* e quando realizado manualmente, pois ambas as metodologias utilizam os mesmos parâmetros iniciais de cálculo.

## 1.6 PRESSUPOSTOS

O *software* escolhido para dimensionamento estrutural da edificação em questão considera os parâmetros de cálculo estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014.

## 1.7 DELIMITAÇÕES

O dimensionamento estrutural do edifício será realizado levando em conta que o uso do mesmo é exclusivamente residencial. Além disso, o cálculo manual será feito para apenas uma seleção de elementos estruturais e não será realizado para escadas e fundações. Também não será considerado o desaprumo da estrutura nas duas metodologias de cálculo.

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

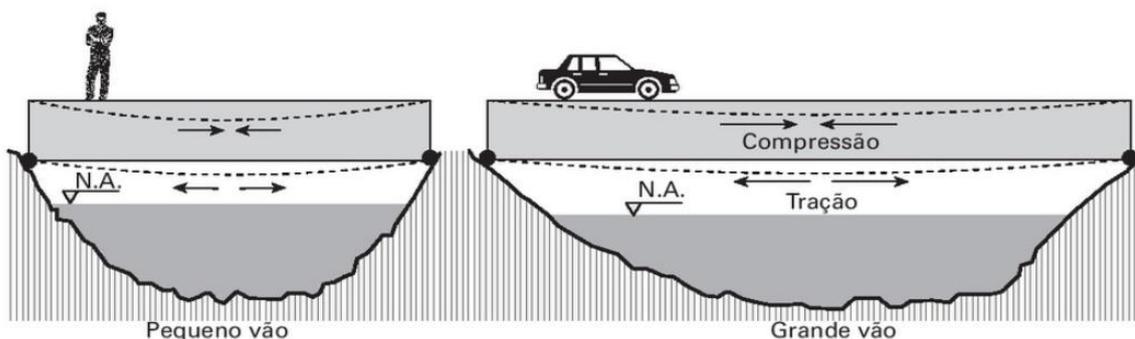
### 2.1 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

#### 2.1.1 História e conceito do concreto armado

Nas antigas construções civis a pedra era o material mais usado e apresentava uma excelente resistência perante a esforços de compressão (em pilares). Mas quando usada como viga para vencer grandes ou pequenos vãos não suportava da mesma maneira à esforços de tração (CAMPOS BOTELHO; MARCHETTI, 2015).

Segundo a publicação de Campos Botelho e Marchetti (2015), com o decorrer do tempo, o homem começou a usar o concreto no lugar da pedra, mas as limitações continuaram as mesmas. A Figura 1 ilustra o comportamento das estruturas de pequeno e grande vão perante aos esforços de compressão e tração.

Figura 1 – Esforços de tração e compressão nos vãos



Fonte: Campos Botelho e Marchetti (2015).

Observações para ainda quem não saiba: comprimir uma peça é tentar encurtá-la (aproximar suas partículas), tracionar uma peça é tentar distendê-la (afastar suas partículas), cisalhar é tentar cortar uma peça (como cortar manteiga com uma faca) (CAMPOS BOTELHO; MARCHETTI, 2015, p. 26).

Ligando o fato de que o concreto tem boa resistência apenas à compressão, deixando a sua utilidade limitada, foi feita a associação do concreto a materiais que resistem bem à tração, originando assim o concreto armado (concreto e armadura passiva) ou protendido (concreto e armadura ativa) (PORTO; FERNANDES, 2015).

### 2.1.2 Massa específica

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta massa específica que varia entre 2000 kgf/m<sup>3</sup> e 2800 kgf/m<sup>3</sup>. Esses são valores para concretos com massa específica normal.

A mesma NBR 6118 (ABNT, 2014) ainda aconselha para fins de cálculo, caso não seja conhecida a massa específica real, adotar 2400 kgf/m<sup>3</sup> para concreto simples e 2500 kgf/m<sup>3</sup> para concreto armado. Caso seja conhecida a massa específica do concreto utilizado, deve-se acrescentar de 100 kgf/m<sup>3</sup> a 150 kgf/m<sup>3</sup> no valor para obter a massa específica do concreto armado.

### 2.1.3 Concreto

O concreto é um material formado pela mistura de um aglomerante com um ou mais materiais inertes em água, que oferece facilidade no manuseio quando recém-misturado pois está no seu estado plástico e, com o passar do tempo, proporciona coesão e resistência através do processo de reação entre aglomerante e água (PETRUCCI, 1998).

Ainda segundo Petrucci (1998), após modernizado, o concreto também pode ser constituído pelos chamados aditivos. Tal constituinte tem a finalidade de trazer melhorias às propriedades especiais como: impermeabilidade da massa, diminuição do calor de hidratação, aumento da durabilidade, maior plasticidade no estado fresco, rápido aumento de resistência no estado endurecido, etc.

Concreto de cimento Portland: material formado pela mistura homogênea de cimento, agregados miúdo e graúdo e água, com ou sem a incorporação de componentes minoritários (aditivos químicos, pigmentos, metacaulim, sílica ativa e outros materiais pozzolânicos), que desenvolve suas propriedades pelo endurecimento da pasta de cimento (cimento e água) (ABNT NBR:12655, 2015, p. 3).

#### 2.1.3.1 Resistência à compressão

A NBR 6118 (ABNT, 2014) descreve que a resistência à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) é obtida em ensaios de corpos de prova moldados conforme solicita a NBR 5738 (ABNT, 2015) e posteriormente rompidos segundo especificações da NBR 5739 (ABNT, 2018). Quando a idade do concreto não é indicada significa que a mesma é de 28 dias. Seguindo as procedimentos da NBR 12655 (ABNT, 2015) é

possível definir uma resistência à compressão média  $f_{cmj}$ , correspondente a uma resistência  $f_{ckj}$ .

A seguinte equação é especificada pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para obtenção da resistência a compressão de cálculo do concreto ( $f_{cd}$ ):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Onde:

$\gamma_c$ : coeficiente de ponderação de resistência no estado limite último (definido pela Tabela 1).

Tabela 1 – Coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$

Combinações	Concreto	Aço
	$\gamma_c$	$\gamma_s$
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Para a equação acima citada, a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que o  $f_{cd}$  necessita ser definido quando  $f_{ck}$  tiver idade de 28 dias e verificar com a escolhida para o projeto que estiver em questão.

### 2.1.3.2 Resistência à tração

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a resistência à tração direta do concreto ( $f_{ct}$ ) é considerada igual a  $0,9 \cdot f_{ct,sp}$  ou  $0,7 \cdot f_{ct,f}$ . A resistência à tração indireta ( $f_{ct,sp}$ ) e a resistência a tração na flexão ( $f_{ct,f}$ ) são obtidas através de ensaios normatizados, respectivamente, pelas NBR 7222 (ABNT, 2011) e NBR 12142 (ABNT, 2010).

Quando os valores de  $f_{ct,sp}$  e  $f_{ct,f}$  forem desconhecidos por não realização dos ensaios, a NBR 6118 (ABNT, 2014) proporciona o valor médio ou característico da resistência a tração direta ( $f_{ct,m}$ ) através das seguintes equações:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ctk, sup} = 1,3 \cdot f_{ct, m}$$

Onde:

$f_{ct, m}$ : resistência característica média à tração do concreto;

$f_{ctk, inf}$ : resistência característica média à tração inferior do concreto;

$f_{ctk, sup}$ : resistência característica média à tração superior do concreto;

$f_{ck}$  e  $f_{ct, m}$  expressos em megapascal (MPa).

### 2.1.3.3 Módulo de elasticidade

A NBR 8522 (ABNT, 2017) especifica como devem proceder os ensaios para obtenção do módulo de elasticidade do concreto.

Quando não forem realizados os ensaios, as equações a seguir fornecidas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) podem ser utilizadas para estimar um valor do módulo de elasticidade aos 28 dias de idade:

$$E_{ci} = \alpha E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \rightarrow \text{para concretos com } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;}$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha E \cdot 5600 \cdot (f_{ck}/10 + 1,25)^{1/3} \rightarrow \text{para concretos com } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa;}$$

Onde:

$\alpha E = 1,2$  para basalto diabásio;

$\alpha E = 1,0$  para basalto granito e gnaisse;

$\alpha E = 0,9$  para basalto calcário;

$\alpha E = 0,7$  para arenito;

$E_{ci}$  e  $f_{ck}$  expressos em megapascal (MPa).

Conforme especifica a NBR 6118 (ABNT, 2014), a Tabela 2 traz resultados estimados aproximados que podem ser usados para projeto estrutural.

Tabela 2 – Módulos de elasticidade do concreto estimados

<b>Classe de resistência</b>	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
<b>E<sub>ci</sub> (GPa)</b>	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47

Fonte: adaptado pelo autor da NBR 6118 (ABNT, 2014).

#### 2.1.4 Aço

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) os aços para projetos estruturais de concreto armado são: CA-25, CA-50 e CA-60. A NBR 7480 (ABNT, 2007) define que o prefixo “CA” indica que o aço é usado para concreto armado e o número predecessor é o valor da resistência característica de escoamento do aço expresso em kN/cm<sup>2</sup>.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que os tipos de armadura para concreto armado são ativa e passiva.

##### 2.1.4.1 Massa específica do aço da armadura passiva

“Pode-se adotar para a massa específica do aço de armadura passiva o valor de 7 850 kg/m<sup>3</sup>.” (ABNT NBR:6118, 2014, p. 29).

##### 2.1.4.2 Módulo de elasticidade do aço da armadura passiva

“Na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa.” (ABNT NBR:6118, 2014, p. 29).

##### 2.1.4.3 Resistência de escoamento do aço

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a resistência de escoamento de cálculo do aço ( $f_{yd}$ ) é calculada pela seguinte equação:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Onde:

$f_{yk}$ : resistência característica de escoamento.

$\gamma_s$ : coeficiente de ponderação da resistência no estado limite último (definido pela Tabela 1).

#### 2.1.5 Durabilidade

Durabilidade, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), é a capacidade que a estrutura tem de resistir, durante a sua vida útil, às influências ambientais previstas

e definidas em conjunto pelo projetista estrutural e pelo contratante no início da elaboração do projeto.

#### 2.1.5.1 Classe de agressividade ambiental

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) a agressividade proveniente do meio ambiente está diretamente relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas. A agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado no Quadro 1:

Quadro 1 – Classe de agressividade ambiental (CAA)

<b>Classe de agressividade ambiental</b>	<b>Agressividade</b>	<b>Classificação geral para o tipo de ambiente para efeito de projeto</b>	<b>Risco de deterioração da estrutura</b>
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>1 2</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>1</sup>	Grande
		Industrial <sup>1 2</sup>	
VI	Muito forte	Industrial <sup>1 3</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

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

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

<sup>3</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: adaptado pelo autor da NBR 6118 (ABNT, 2014).

#### 2.1.5.2 Cobrimento nominal

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) o cobrimento nominal ( $C_{nom}$ ) é o cobrimento mínimo ( $C_{mín}$ ) acrescido da tolerância de execução ( $\Delta c$ ). Sendo que, essa tolerância, deve ser maior ou igual a 10 mm.

Também é especificado na NBR 6118 (ABNT, 2014) que é permitido a redução dos cobrimentos nominais para  $\Delta c = 5$  mm quando houver um controle adequado (explicitado nos desenhos de projeto) de qualidade e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução.

Para o cobrimento nominal de uma determinada barra, a NBR 6118 (ABNT, 2014) define o seguinte:

- a)  $C_{nom} \geq \phi$  barra;
- b)  $C_{nom} \geq \phi$  feixe =  $\phi_n = \phi n$ ;
- c)  $C_{nom} \geq 0,5 \phi$  bainha.

Para dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto ( $dm_{\max}$ ), a NBR 6118 (ABNT 2014) especifica que:

$$dm_{\max} \leq 1,2 C_{nom}$$

A Tabela 3 traz os cobrimentos nominais necessários para cada elemento estrutural conforme sua classe de agressividade ambiental:

Tabela 3 - Cobrimento nominal para  $\Delta c = 10$  mm.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (cm)			
Concreto armado	Laje	2	2,5	3,5	4,5
	Viga/pilar	2,5	3	4	5
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>1</sup>	3		4	5

<sup>1</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto com os elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal maior ou igual a 4,5 cm.

Fonte: adaptado pelo autor da NBR 6118 (ABNT, 2014).

### 2.1.6 Segurança da estrutura – Estados Limites

“Estados limites de uma estrutura: Estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção.” (ABNT NBR:8681, 2003, p. 2).

Para efeitos da NBR 6118 (ABNT, 2014) são considerados os estados limites últimos e os estados limites de serviço.

#### 2.1.6.1 Estado limite último

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003), quando o ocorre o estado limite último, é determinada a paralisação, no todo ou em parte, do uso da estrutura.

A NBR 8681 (ABNT, 2003) define que devem ser considerados os estados limites últimos caracterizados por:

- a) perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- b) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- c) transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- d) instabilidade por deformação;
- e) instabilidade dinâmica.

#### 2.1.6.2 Estado limite de serviço

Na ocorrência do estado limite de serviço, a NBR 8681 (ABNT, 2003) define que durabilidade da estrutura está comprometida, pois efeitos estruturais que não respeitam as condições de uso normal da estrutura são causados.

A NBR 8681 (ABNT, 2003) estabelece que no período de vida da estrutura, são considerados estados limites de serviço caracterizados por:

- a) danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) vibração excessiva ou desconfortável.

### 2.1.7 Ações

#### 2.1.7.1 Classificação das ações

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), todas as ações que produzem algum efeito significativo na estrutura levando-se em conta os estados limites últimos e de serviço devem ser consideradas na análise estrutural.

Como define a NBR 8681 (ABNT, 2003), as ações são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), as ações permanentes são divididas em diretas e indiretas. Nas diretas deve-se levar em conta o peso próprio dos elementos de toda estrutura, equipamentos fixos (revestimento e instalações) e o empuxo proveniente do solo. Já nas ações indiretas são consideradas as deformações impostas por retração e fluência do concreto, os deslocamentos de apoio, as imperfeições geométricas e os efeitos de protensão.

As ações variáveis, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), também são divididas em diretas e indiretas. As diretas são ações provenientes de cargas acidentais previstas para o uso da construção, do vento e da água. As indiretas são provocadas por variação (uniforme e/ou não uniforme) de temperatura e ações dinâmicas.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) também define as ações excepcionais. Como estabelece a norma, são as ações decorrentes de causas como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais.

#### 2.1.7.2 Vento

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988) a força global na direção do vento sobre uma edificação, que é a força de arrasto ( $F_a$ ), é calculada pela seguinte equação:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

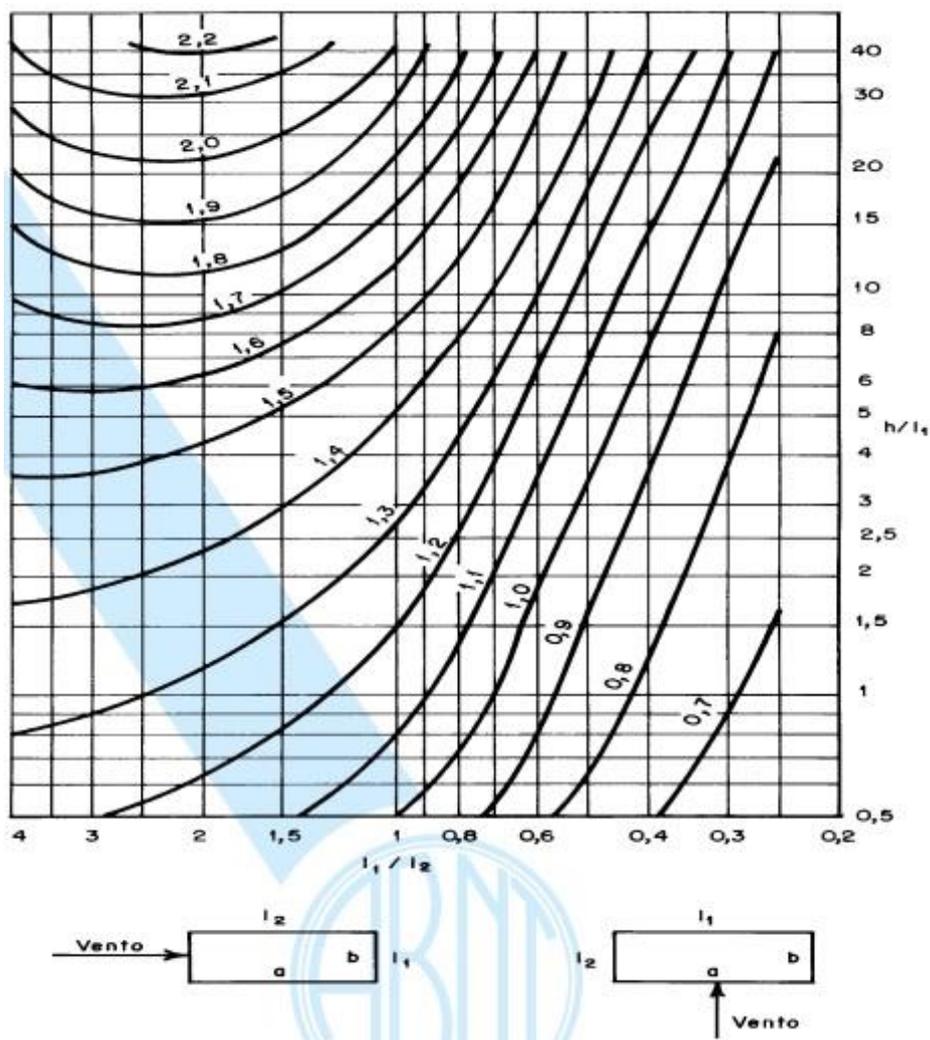
Onde:

$C_a$ : coeficiente de arrasto na direção do vento analisado;

$q$ : pressão dinâmica;

$A_e$ : área frontal efetiva na região analisada.

Ainda conforme especifica a mesma NBR 6123 (ABNT, 1988), o coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) é definido conforme Figura 2:

Figura 2 – Coeficiente de arrasto ( $C_a$ )

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Já para definição da pressão dinâmica ( $q$ ), a NBR 6123 (ABNT, 1988) leva em conta os fatores das velocidades básica ( $V_0$ ) e característica ( $V_K$ ) do vento. A velocidade básica é definida pela Figura 3 e a velocidade característica é calculada pela equação abaixo:

$$V_K = V_0 \cdot S1 \cdot S2 \cdot S3$$

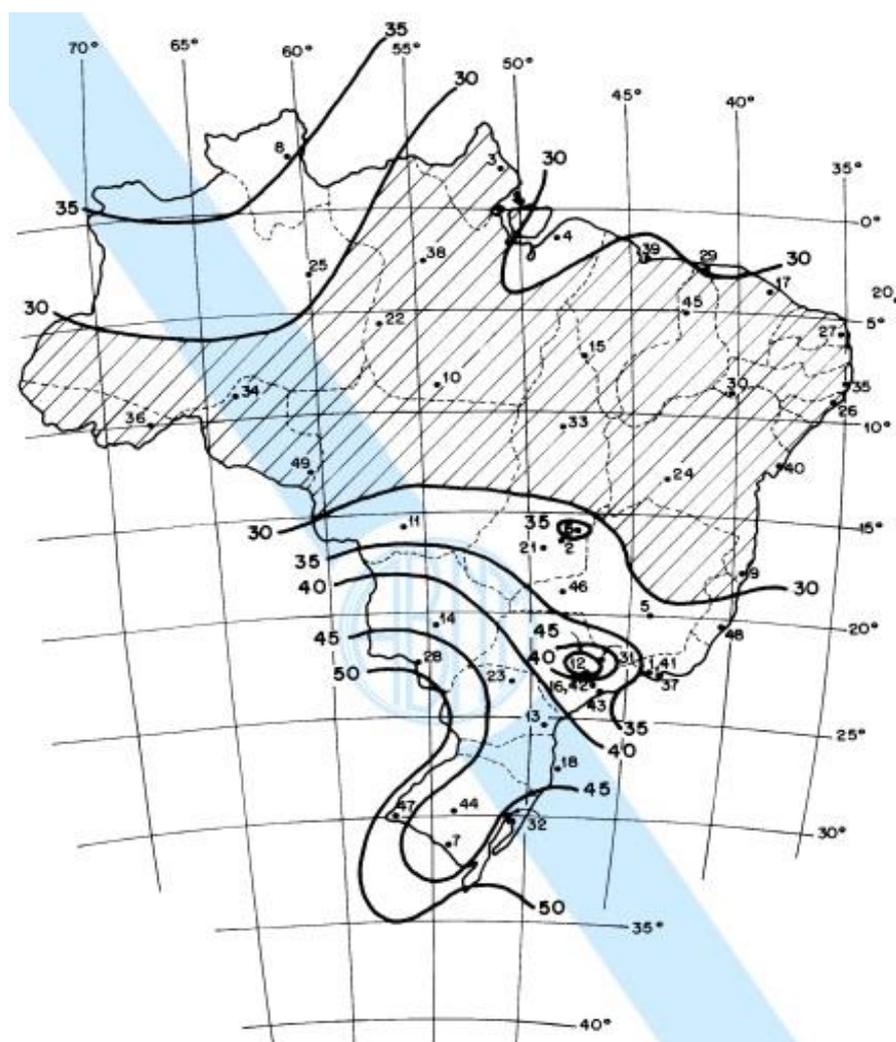
Onde:

S1: fator topográfico;

S2: fator dependente da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

S3: fator estatístico.

Figura 3 – Isopletas de velocidade básica do vento ( $V_0$ ) em m/s



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Para o fator  $S_1$ , a NBR 6123 (ABNT, 1988) define os seguintes valores:

- 1,1 para encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento e vales com efeito de afunilamento;
- 0,9 para vales profundos, protegidos de todos os ventos;
- 1,0 para os demais casos.

O fator  $S_2$  varia conforme dimensões de altura da edificação a partir do terreno e, a NBR 6123 (ABNT, 1988), define a seguinte equação para o seu cálculo:

$$S_2 = b \cdot Fr \cdot (z/10)^p$$

Onde:

$b, Fr, p$ : parâmetros meteorológicos definidos pela Tabela 4;

$z$ : altura do ponto analisado da edificação a partir do terreno.

Tabela 4 – Parâmetros meteorológico

Categoria	Zg (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b p	1,10 0,06	1,11 0,065	1,12 0,07
II	300	b Fr p	1,00 1,00 0,085	1,00 0,98 0,09	1,00 0,95 0,10
III	350	b p	0,94 0,10	0,94 0,105	0,93 0,115
IV	420	b p	0,86 0,12	0,85 0,125	0,84 0,135
V	500	b p	0,74 0,15	0,73 0,16	0,71 0,175

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

A NBR 6132 (ABNT, 1988) destaca que a categoria muda conforme a rugosidade do terreno:

- a) categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;
- b) categoria II: terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;
- c) categoria III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas;
- d) categoria IV: terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;
- e) categoria V: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

A NBR 6132 (ABNT, 1988) define que a classe varia conforme dimensão da edificação:

- a) classe A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m;

- b) classe B: toda edificação ou parte da edificação para qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m;
- c) classe C: toda edificação ou parte da edificação para qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda e 50 m.

Para o fator  $S_3$ , a NBR 6123 (ABNT, 1988) define os seguintes valores:

- a) 1,1 para edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva;
- b) 1,0 para hotéis e residências e edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação;
- c) 0,95 para edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação.

### 2.1.7.3 Coeficientes de ponderação das ações

A NBR 6118 (ABNT, 2014) destaca que as ações devem ser majoradas pelo coeficiente  $\gamma_f$ , definido pela equação:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

A mesma NBR 6118 (ABNT, 2014) define que para o estado limite último e para o estado limite de serviço usa-se, respectivamente, as equações:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$$

$$\gamma_f = \gamma_{f2}$$

Onde:

$\gamma_{f2}$  tem valor variável conforme a verificação que se deseja fazer:

$\gamma_{f2} = 1$  para combinações raras;

$\gamma_{f2} = \psi_1$  para combinações frequentes;

$\gamma_{f2} = \psi_2$  para combinações quase permanentes.

São definidos nas Tabelas 5 e 6 os valores para cada coeficiente.

Tabela 5 - Coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ 

Combinações de ações	Ações			
	Permanentes (g)		Variáveis (q)	
	<i>D</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>T</i>
Normais	1,4	1	1,4	1,2
Especiais ou de construção	1,3	1	1	1,2
Excepcionais	1,2	1	0	1,2

Onde:

*D* é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

Fonte: adaptado pelo autor da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 6 - Coeficiente  $\gamma_{f2}$ 

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Cargas acidentais de edifícios	Edifícios residenciais	0,5	0,4	0,3
	Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do ventos nas estruturas em geral	0,6	0,3	0

Fonte: adaptador pelo autor da NBR 6118 (ABNT, 2014).

## 2.2 LAJES

A NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica as lajes como maciças, nervuradas, lisas e lajes-cogumelo. Este trabalho dará ênfase para as lajes maciças.

### 2.2.1 Pré-dimensionamento

Para estimativa da espessura da laje (*h*), recomenda-se usar a equação (MOURA, 2018):

$$h = \frac{Lx}{40}$$

Onde:

*Lx*: vão menor da laje.

### 2.2.2 Espessura

Os limites especificados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para espessuras de lajes são os seguintes:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de  $L/42$  para lajes de piso biapoiadas e  $L/50$  para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

### 2.2.3 Vãos

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), existem os vãos livres ( $l_0$ ) e os vãos efetivos ( $l_{ef}$ ). Para definição do vão efetivo, usa-se a equação:

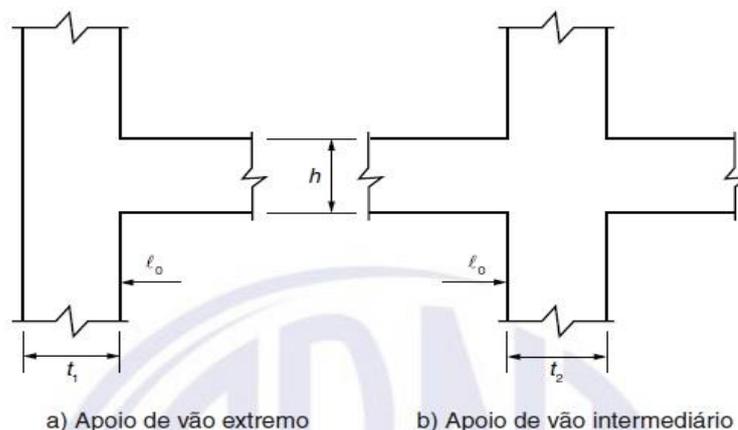
$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

Onde:

$a_1$ : menor valor entre  $t_1/2$  e  $0,3h$  (Figura 4);

$a_2$ : menor valor entre  $t_2/2$  e  $0,3h$  (Figura 4).

Figura 4 – Vão efetivo



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

## 2.2.4 Direção da armadura principal

As lajes podem ser armadas em apenas uma direção (momentos fletores solicitam apenas uma direção) ou em duas direções (momentos fletores solicitam as duas direções) (PORTO; FERNANDES, 2015).

Para Porto e Fernandes (2015), a classificação da direção das armaduras é encontrada pelas equações:

$$0,5 \leq \frac{L_y}{L_x} \leq 2,0 \rightarrow \text{Laje armada nas duas direções}$$

$$\frac{L_y}{L_x} < 0,5 \text{ ou } \frac{L_y}{L_x} > 2,0 \rightarrow \text{Laje armada em uma direção}$$

Onde:

$L_x$ : valor do menor comprimento da laje;

$L_y$ : valor do maior comprimento da laje;

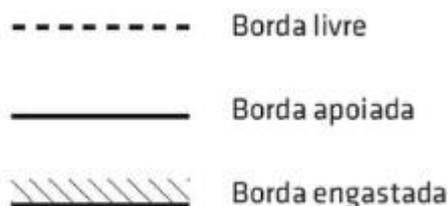
$L_x$  e  $L_y$  são os valores de vãos efetivos.

Porto e Fernandes (2015) definem que para lajes armadas em apenas uma direção a armação é realizada na mesma direção do menor vão.

## 2.2.5 Vinculação

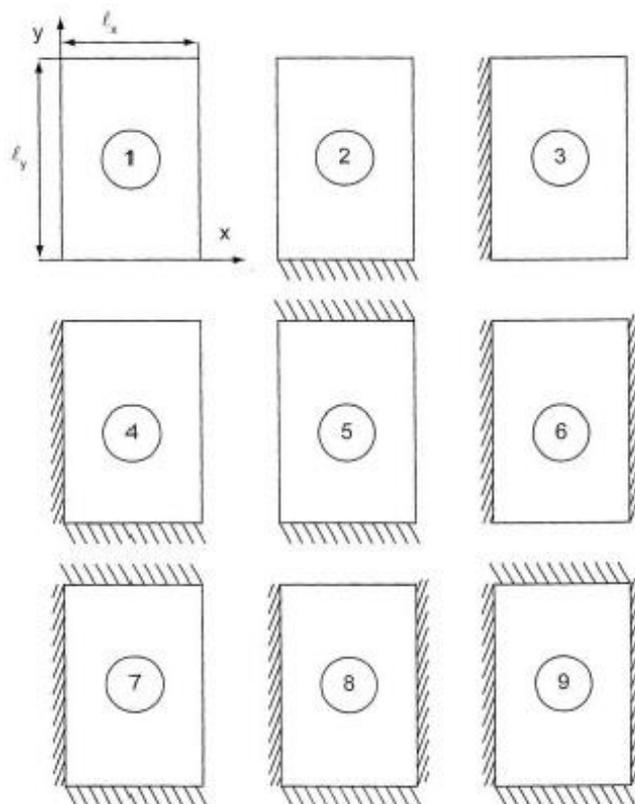
De acordo com Porto e Fernandes (2015), uma laje maciça pode ter vinculações do tipo borda livre, borda apoiada e borda engastada. A Figura 5 ilustra as simbologias adotadas para as três condições de apoio e a Figura 6 mostra os tipos de vinculação de uma laje.

Figura 5 – Simbologias para as condições de apoio



Fonte: Porto e Fernandes (2015).

Figura 6 – Vinculação das lajes isoladas



Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2007).

Quando houver uma viga servindo de apoio na borda da laje e não existir continuidade dada por uma outra laje, a borda está apoiada. Quando não houver nenhum apoio na borda, ela está livre (PORTO; FERNANDES, 2015).

Para Carvalho e Figueiredo Filho (2007), a borda da laje pode ser considerada engastada quando são verificadas as seguintes condições:

- deve existir uma laje ao lado da analisada;
- a laje ao lado deve estar no mesmo nível que a analisada;
- havendo apenas uma laje ao lado, a mesma deve ter comprimento no outro sentido maior que  $1/3$  do comprimento também no outro sentido da laje analisada;
- havendo uma laje ao lado que não seja do mesmo comprimento da laje analisada, só é considerada engastada quando o comprimento engastado da laje ao lado for maior ou igual a  $2/3$  do comprimento da laje em estudo.

### 2.2.6 Ações

“As lajes são elementos estruturais responsáveis por transmitir as cargas que nelas chegam às vigas, que as transferirão aos pilares, que, por sua vez, as conduzirão as fundações.” (PORTO; FERNANDES, 2015, p. 67).

Porto e Fernandes (2015) definem que as lajes recebem ações geradas pelo peso próprio. Além disso, recebe também as cargas variáveis, que dependem do tipo de uso em questão da laje estudada (Tabela 7).

Tabela 7 – Valores mínimos de carga vertical

Local		Carga uniformemente distribuída (kN/m <sup>2</sup> )
Edifícios residenciais	Dormitórios	1,5
	Sala, copa, cozinha	1,5
	Sanitários	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2
	Quadras esportivas	5
	Salão de festas, salão de jogos	3
	Área de uso comum	3
	Academias	3
	Forros acessíveis para manutenção	0,1
	Sótão	2
	Corredores dentro de unidades	1,5
	Corredores de uso comum	3
	Depósitos	3

Fonte: adaptado pelo autor da NBR 6120 (ABNT, 2019).

### 2.2.7 Reações de apoio

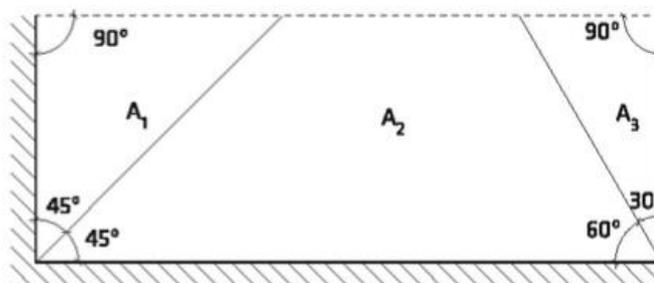
A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que para o cálculo das reações de apoio das lajes maciças retangulares com carga uniforme, podem ser feitas as seguintes aproximações:

- a) as reações em cada apoio são as correspondentes às cargas atuantes nos triângulos ou trapézios determinados através das charneiras plásticas correspondentes à análise plástica normatizada, sendo que essas reações podem ser, de maneira

- aproximada, consideradas uniformemente distribuídas sobre os elementos estruturais que lhes servem de apoio;
- b) 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.

Porto e Fernandes (2015) definem o método do item “b” como o Método das Áreas. A Figura 7 demonstra como devem ficar divididas as áreas para posterior cálculo das mesmas.

Figura 7 – Áreas de influência de uma laje



Fonte: Porto e Fernandes (2015).

A equação fornecida por Porto e Fernandes (2014) calcula as reações de apoio nas bordas da laje:

$$R = \frac{p \cdot A_i}{L}$$

Onde:

$R$ : reação de apoio (em todas as bordas);

$p$ : carga normal distribuída na laje;

$A_i$ : área de influência em análise;

$L$ : borda da laje referente a área de influência calculada.

Massaro Júnior (1983) fornece um cálculo baseada em tabelas propostas por Czerny (Tabela A1). A reação de apoio pode ser calculada pela equação:

$$R = v \cdot p \cdot L$$

Onde:

$R$ : reação de apoio (em todas as bordas);

$v$ :  $v_1$ ,  $v_2$ ,  $v_3$  ou  $v_4$  (valor obtido na Tabela A1);

$p$ : carga normal distribuída na laje;

$L$ : vão menor ou vão maior (depende do lado analisado da laje).

## 2.2.8 Momentos fletores

### 2.2.8.1 Lajes armadas em uma direção

Segundo Porto e Fernandes (2014), para lajes armadas em uma direção, os esforços podem ser considerados apenas na direção do menor vão, sendo utilizada armadura mínima de distribuição na direção oposta. As seguintes equações indicam o valor dos momentos considerados na direção do maior vão:

$$M_{mín} = \frac{M}{5}$$

$$X_{mín} \approx 0,70X$$

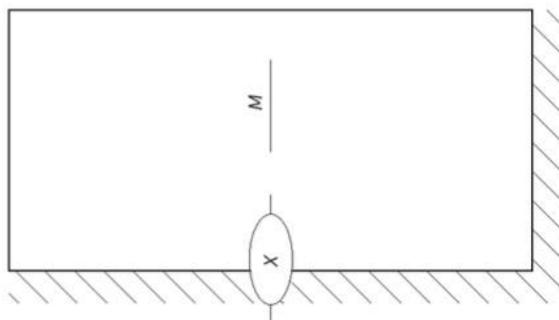
Onde:

$M$ : momento fletor positivo ( $M_x$  ou  $M_y$ );

$X$ : momento fletor negativo ( $X_x$  ou  $X_y$ ).

A Figura 8 ilustra um exemplo dos momentos atuantes em uma laje armada em uma direção:

Figura 8 – Momentos fletores em laje armada em uma direção



Fonte: Porto e Fernandes (2015).

Para o cálculo dos momentos na direção da armadura principal, Porto e Fernandes (2014) definem equações distintas para cada tipo de vinculação das bordas. Nas equações abaixo descritas, os parâmetros continuam seguindo com os mesmos significados anteriores, onde  $M$  ( $M_x$  ou  $M_y$ ) é o momento fletor positivo;  $X$  ( $X_x$  ou  $X_y$ ) é o momento fletor negativo;  $p$  é a carga distribuída na laje; e  $L$  ( $L_x$  ou  $L_y$ ) o vão da laje armada.

a) lajes do tipo apoiada-apoiada;

– regime elástico e regime rígido-plástico:

$$M = \frac{p \cdot L^2}{8}$$

b) lajes do tipo apoiada-engastada;

– regime elástico:

$$M = \frac{p \cdot L^2}{14,22}$$

$$X = \frac{p \cdot L^2}{8}$$

– regime rígido-plástico:

$$M = \frac{p \cdot L^2}{13,33}$$

$$X = 1,5M$$

c) lajes do tipo engastada-engastada.

– regime elástico:

$$M = \frac{p \cdot L^2}{24}$$

$$X_a = X_b = \frac{p \cdot L^2}{12}$$

– regime rígido-plástico:

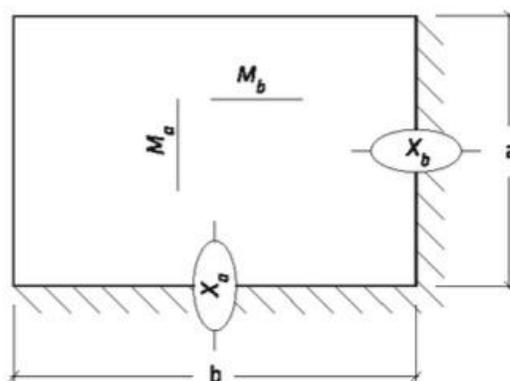
$$M = \frac{p \cdot L^2}{20}$$

$$Xa = Xb = 1,5M$$

### 2.2.8.2 Lajes armadas em duas direções

Para calcular o momento fletor deste tipo de laje, Massaro Júnior (1983) faz uso de tabelas propostas por Czerny (Tabela A1), presentes no Anexo A. A Figura 9 ilustra um exemplo dos momentos atuantes em uma laje armada em duas direções e as equações seguintes definem os valores desses esforços:

Figura 9 – Momentos fletores em laje armada em duas direções



Fonte: Porto e Fernandes (2015).

$$Mx = \frac{p \cdot Lx^2}{mx}$$

$$My = \frac{p \cdot Lx^2}{my}$$

$$Xx = \frac{p \cdot Lx^2}{nx}$$

$$Xy = \frac{p \cdot Lx^2}{ny}$$

Onde:

$M$  ( $Mx$  ou  $My$ ): momento fletor positivo;

$X$  ( $Xx$  ou  $Xy$ ): momento fletor negativo;

$p$ : carga normal distribuída na laje;

$Lx$ : valor do menor vão;

$m$ : valor tabelado para momentos positivos (Tabela A1);

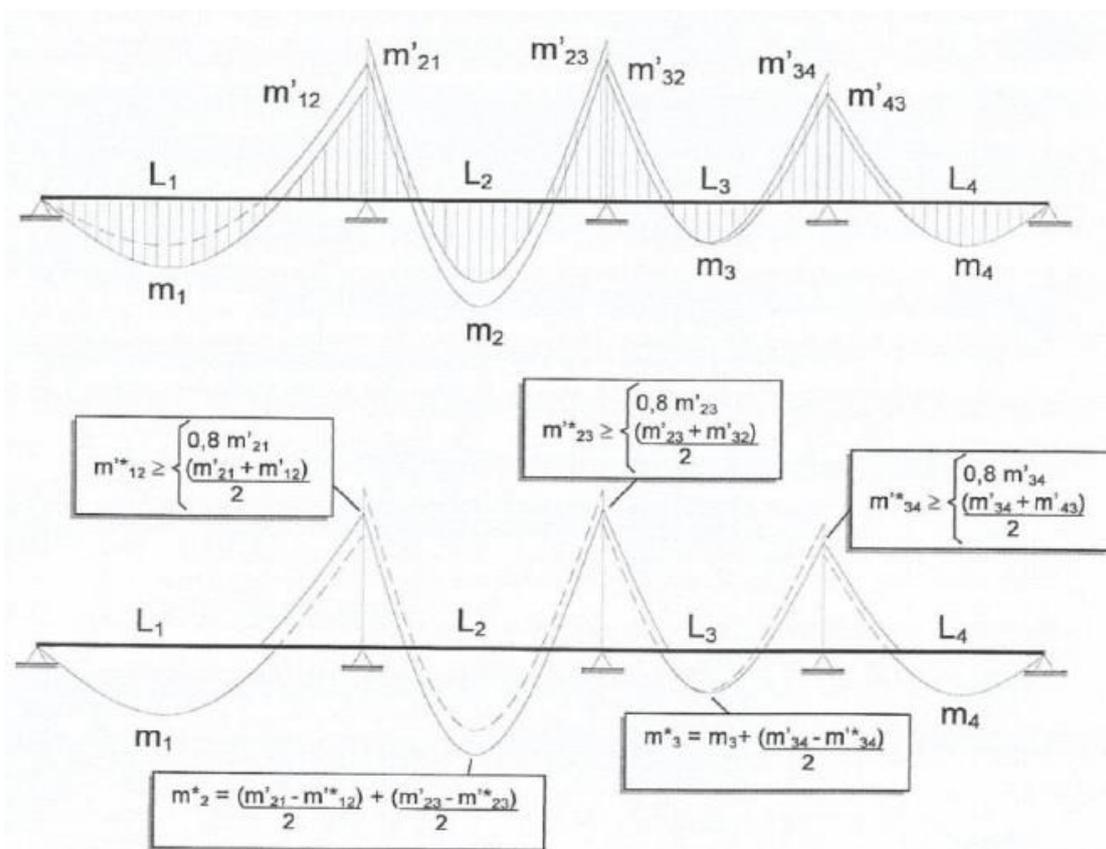
$n$ : valor tabelado para momentos negativos (Tabela A1).

### 2.2.9 Compatibilização dos momentos fletores

De acordo com Pinheiro (2010), as lajes adjacentes podem apresentar diferenças em vãos, carregamentos e condições de apoio e, com isso, resultam em momentos negativos distintos no seu apoio em comum. Para isso, Pinheiro (2010) define uma compatibilização entre estes momentos (Figura 10), onde deve-se utilizar o maior valor entre a média dos dois momentos negativos ou 80% do maior.

É possível que em decorrência disso os momentos positivos também precisem de uma correção. Caso essa mudança diminua o valor do momento positivo existente na laje abordada, o processo deve ser ignorado. Mas caso haja um aumento, a média das variações ocorridas nos momentos negativos nos respectivos apoios é somada juntamente com o momento fletor em questão (PINHEIRO, 2010).

Figura 10 – Compatibilização dos momentos fletores



Fonte: Pinheiro (2010).

## 2.2.10 Estado limite de deformação excessiva

### 2.2.10.1 Verificação do estádio

Para que seja possível calcular a flecha de uma laje, Porto e Fernandes (2015) definem que é preciso determinar qual o estádio da estrutura (estádio I ou estágio II).

“O estágio I refere-se ao concreto não fissurado, nele o concreto trabalha à tração e, ainda, à compressão.” (PORTO; FERNANDES, 2015, p. 75).

“O estágio II está relacionado ao concreto fissurado, ou seja, o concreto trabalha à compressão no regime elástico e a tração é desprezada.” (PORTO; FERNANDES, 2015, p. 75).

Porto e Fernandes estabelecem que para definição do estágio do elemento, deve-se usar a equação abaixo que compara o momento de serviço ( $M_{serv}$ ) com o momento de fissuração ( $M_r$ ):

$$M_{serv} < M_r \rightarrow \text{Estádio I}$$

$$M_{serv} > M_r \rightarrow \text{Estádio II}$$

Ainda seguindo as definições de Porto e Fernandes (2015), o momento de serviço pode ser obtido por:

$$M_{serv} = M_g + \Psi_2 \cdot M_q$$

Onde:

$M_g$ : momento total das cargas permanentes;

$\Psi_2$ : coeficiente de minoração do momento (Tabela 6);

$M_q$ : momento total das cargas acidentais.

Quando não é possível definir os momentos de cargas permanentes e de cargas acidentais, Porto e Fernandes (2015) utilizam a proporção:

$$M_g = 80\% M_{m\acute{a}x}$$

$$M_q = 20\% M_{m\acute{a}x}$$

O  $M_{serv}$  pode ser obtido conforme outra equação, estabelecida por Porto e Fernandes (2015):

$$M_{serv} = \frac{p_i \cdot L^2}{m_l}$$

Onde:

$p_i$ : carga imediata de serviço;

$L$ : vão da laje armada em uma direção ou menor vão da laje armada em duas direções;

$ml$ : para laje armada em duas direções o valor é obtido pela Tabela A1.

Para lajes armadas em uma direção, tem-se:

$ml = 8$  para tipo apoiada-apoiada (regime elástico e rígido-plástico);

$ml = 14,22$  para tipo apoiada-engastada (regime elástico);

$ml = 13,33$  para tipo apoiada-engastada (regime rígido-plástico);

$ml = 24$  para tipo engastada-engastada (regime elástico);

$ml = 20$  para tipo engastada-engastada (regime rígido-plástico).

A carga imediata de serviço ( $p_i$ ) é calculada pela equação:

$$p_i = g + \Psi_2 \cdot q$$

Onde:

$g$ : cargas permanentes;

$q$ : cargas acidentais;

$\Psi_2$ : coeficiente de minoração do momento (Tabela 6).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) obtém o momento de fissuração ( $M_r$ ) por:

$$M_r = \alpha \cdot f_{ct} \cdot \frac{I_c}{Y_t}$$

Onde:

$f_{ct}$ : resistência a tração direta do concreto;

$Y_t$ : distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

$I_c$ : momento de inércia da seção bruta do concreto.

$\alpha$ : fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta, sendo:

$\alpha = 1,2$  para seções T ou duplo T;

$\alpha = 1,3$  para seções I ou T invertido;

$\alpha = 1,5$  para seções retangulares.

Para seções retangulares:

$$Yt = \frac{h}{2}$$

$$Ic = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Onde:

*b*: base da seção de concreto;

*h*: altura da seção de concreto.

#### 2.2.10.2 Flecha imediata

Flecha imediata ou inicial (*fi*) faz referência ao deslocamento que ocorre no instante em que a carga é aplicada no elemento estrutural. O cálculo para obtenção de flecha imediata em lajes armadas em uma direção é realizado pela equação (PORTO; FERNANDES, 2015):

$$fi = \frac{pi \cdot L^4}{384(EI)eq} K$$

Onde:

*pi*: carga imediata de serviço;

*L*: vão da laje armada em uma direção;

*(EI)eq*: rigidez equivalente;

*K*: coeficiente que segue as seguintes condições de apoio:

*K* = 5 → apoiada-apoiada;

*K* = 2 → apoiada-engastada;

*K* = 1 → engastada-engastada.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define a seguinte equação para o cálculo de *(EI)eq*:

$$(EI)eq = Ecs \cdot Ic, \text{ para estágio I}$$

$$(EI)eq = Ecs \left\{ \left( \frac{Mr}{Ma} \right)^3 \cdot Ic + \left[ 1 - \left( \frac{Mr}{Ma} \right)^3 \right] \cdot Iii \right\} \leq Ecs \cdot Ic, \text{ para estágio II}$$

Onde:

*Ecs*: modulo de elasticidade secante do concreto;

*Mr*: momento de fissuração do elemento estrutural;

*Ma*: momento fletor na seção crítica do vão em análise (momento máximo no vão);

$I_c$ : momento de inércia da seção bruta do concreto;

$I_{ii}$ : momento de inércia da seção fissurada do concreto no estágio II.

De acordo Porto e Fernandes (2015), a flecha imediata em lajes armadas nas duas direções é calculada pela equação:

$$f_i = \frac{p_i \cdot a^4}{E_{cs} \cdot h^3} X$$

Onde:

$p_i$ : carga imediata de serviço;

$a$ : menor vão;

$E_{cs}$ : módulo de elasticidade secante do concreto;

$h$ : espessura da laje;

$X$ : coeficiente obtido na Tabela A1.

### 2.2.10.3 Flecha diferida

Flecha diferida no tempo ou final ( $f_t$ ) faz referência ao deslocamento que ocorre após um longo período de tempo (PORTO; FERNANDES, 2015).

Conforme Porto e Fernandes (2015), a flecha diferida em lajes armadas em uma direção e em lajes armadas em duas direções é calculada pela mesma equação:

$$f_\infty = f_i(1 + \alpha_f)$$

Onde:

$f_\infty$ : flecha diferida no tempo;

$f_i$ : flecha imediata;

$\alpha_f$ : fator obtido por:

$$\alpha_f = \frac{\Delta E_t}{(1 + 50p')}$$

Em que:

$$p' = \frac{A's}{b \cdot d}$$

Onde:

Se  $p' = 0$ , não há armadura dupla na laje;

$E_t$ : coeficiente encontrado conforme Tabela 8.

Tabela 8 - Valores do coeficiente  $E_t$  em função do tempo

<b>Tempo (t)</b> meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	> 70
<b>Coeficiente</b> $E_t(t)$	0	0,5	0,7	0,8	1	1	1,1	1,4	1,6	1,9	2

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

#### 2.2.10.4 Flecha total

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que as flechas totais são a soma da flecha imediata com a flecha diferida e não devem ultrapassar os deslocamentos limites.

#### 2.2.10.5 Flecha limite

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) os valores de deslocamento limite para aceitabilidade visual e sensorial estão estabelecidos no Quadro 2.

Quadro 2 – Limites para deslocamentos

<b>Tipo de efeito</b>	<b>Razão da limitação</b>	<b>Exemplo</b>	<b>Deslocamento a considerar</b>	<b>Deslocamento-limite</b>
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	L/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	L/350

Fonte: adaptado pelo autor da NBR 6118 (ABNT, 2014).

### 2.2.11 Dimensionamento das armaduras

#### 2.2.11.1 Armadura longitudinal

Para o cálculo da área de aço necessária por metro linear para a armadura principal da laje, a seguinte equação é utilizada (PORTO; FERNANDES, 2015):

$$A_s = k_3 \cdot \frac{Mk}{d}$$

$$d = h - (C_{nom} + 0,5)$$

Onde:

$A_s$ : área de aço;

$k_3$ : coeficiente para aço (Tabela A2);

$M_k$ : momento fletor na direção analisada;

$h$ : espessura da laje;

$C_{nom}$ : cobrimento nominal.

### 2.2.11.2 Armadura longitudinal mínima

Segundo Porto e Fernandes (2015), deve-se relacionar a taxa geométrica de armadura da seção transversal ( $p_s$ ) com a taxa mínima de armadura de flexão ( $p_{mín}$ ).

A equação de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) para calcular  $p_s$  e as condições a serem seguidas são as seguintes:

$$p_s = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{A_s}{100h}$$

- a) para armaduras negativas e para armadura principal de lajes armadas em uma direção:

$$p_s \geq p_{mín}$$

- b) para armadura negativa na borda sem continuidade e para armadura positiva de laje armada em duas direções:

$$p_s \geq 0,67p_{mín}$$

- c) para armadura positiva secundária de lajes armadas em uma direção:

$$p_s \geq 0,5p_{mín}$$

$$A_{s, sec} \geq \text{entre:}$$

$$20\% A_{s, princ};$$

$$0,9\text{cm}^2/\text{m}.$$

Para determinar  $p_{mín}$ , a NBR 6118 (ABNT, 2014) leva em consideração os valores da Tabela 9.

Tabela 9 – Taxas mínimas de armadura para concretos com  $f_{ck} \leq 50$  MPa

Forma da seção	Valores de $p_{\text{mín}}$ mínimo <sup>1</sup> (%)						
	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208

<sup>1</sup> Valores de  $p_{\text{mín}}$  para aço CA-50,  $d/h=0,8$  e  $\gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_s = 1,15$

Fonte: adaptado pelo autor da NBR 6118 (ABNT, 2014).

### 2.2.11.3 Diâmetro, espaçamento e armadura secundária

Conforme especifica Porto e Fernandes (2015), o diâmetro das barras deve atender:

$$\varnothing \leq \frac{h}{8}$$

Onde:

$h$ : espessura da laje.

Para armadura principal de flexão, deve ser levar em conta o seguinte espaçamento ( $s$ ) entre as barras (PORTO; FERNANDES, 2015):

$$s \leq \text{entre:}$$

$$2h;$$

$$20 \text{ cm.}$$

Já para a armadura secundária de flexão nas lajes armadas em uma direção, Porto e Fernandes (2015) definem que o espaçamento não deve exceder 33 cm e para área de aço tem-se:

$$A_{s, \text{sec}} \geq 20\% A_{s, \text{princ}}$$

## 2.2.12 Detalhamento das armaduras

### 2.2.12.1 Comprimento das barras

Porto e Fernandes (2015) informam que o comprimento das barras das armaduras positivas geralmente se estende por toda laje até a face externa do apoio, sendo descontado apenas o valor do cobrimento. A equação à seguir fornece o comprimento de cada barra:

$$C = (l_o + d_1 + d_2) - 2C_{\text{nom}}$$

Onde:

$C$ : comprimento da barra;  
 $l_0$ : vão livre;  
 $d_1$  e  $d_2$ : largura das vigas de apoio;  
 $C_{nom}$ : cobrimento nominal.

As barras da armadura negativa são fixadas na parte superior da laje e tem seu comprimento encontrado pela equação (PORTO; FERNANDES, 2014):

$$C_{apoio} = \frac{L_{maior}}{4}$$

Onde:

$C_{apoio}$ : comprimento para cada lado do apoio;  
 $L_{maior}$ : maior dos menores vãos efetivos das lajes contíguas.

Seguindo o raciocínio, Porto e Fernandes (2015) definem o comprimento reto da armadura e as dobras, respectivamente, pelas equações:

$$C_{reto} = 2 \cdot C_{apoio}$$

$$C_{dobra} = h - C_{nom}$$

Onde:

$C_{reto}$ : comprimento reto;  
 $C_{dobra}$ : comprimento de cada dobra;  
 $h$ : espessura da laje;  
 $C_{nom}$ : cobrimento nominal.

Logo, Porto e Fernandes (2015) estabelecem a equação abaixo para definir o comprimento total ( $C$ ) para cada barra:

$$C = C_{reto} + 2 \cdot C_{dobra}$$

#### 2.2.12.2 Número de barras

Para o cálculo do número de barras ( $n$ ) em uma determinada direção da laje, Porto e Fernandes (2015) fornecem a equação:

$$n = \left( \frac{l_0}{s} \right) - 1$$

Onde:

$l_0$ : vão livre;

$s$ : espaçamento entre as barras.

## 2.3 VIGAS

Vigas são “elementos lineares em que a flexão é preponderante.” (ABNT NBR: 6118, 2014, p. 83).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) elementos lineares possuem comprimento longitudinal pelo menos três vezes maior que a maior dimensão da seção transversal.

Porto e Fernandes (2015) definem 3 tipos de seções para vigas: retangular, “T” e “L”. Este trabalho levará em conta apenas a seção retangular.

### 2.3.1 Pré-dimensionamento

A NBR 6118 (ABNT 2014) traz a definição de que a largura das vigas não pode ser inferior a 12 cm e, para vigas-parede, não pode ser menor que 15 cm. Estes limites podem ser reduzidos em determinadas ocasiões excepcionais para 10 cm, desde que sejam respeitadas as seguintes condições:

- a) alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014);
- b) lançamento e vibração do concreto de acordo com a NBR 14931 (ABNT, 2004).

Segundo Pinheiro (2003), as alturas das vigas ( $h$ ) podem ser estimadas da seguinte forma:

$$h = L/12 \rightarrow \text{para tramos intermediários}$$

$$h = L/10 \rightarrow \text{para tramos extremos ou vigas biapoiadas}$$

$$h = L/5 \rightarrow \text{para balanços}$$

Onde:

$L$ : vão efetivo.

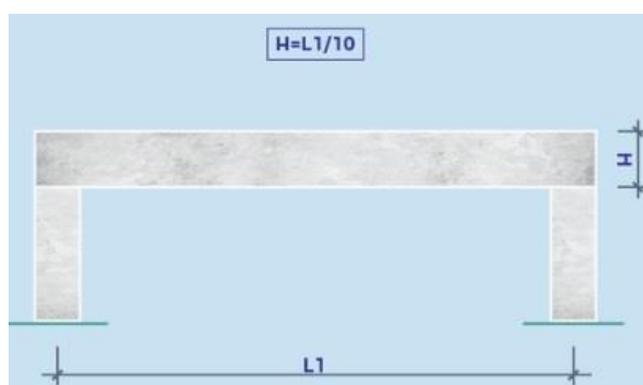
Os pré-dimensionamentos de alturas para vigas são ilustrados nas Figuras 11, 12 e 13.

Figura 11 – Pré-dimensionamento de altura para vigas contínuas



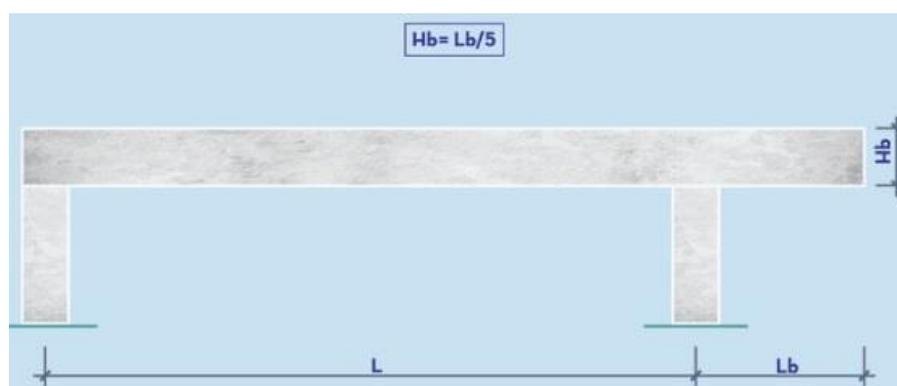
Fonte: Souza (2018).

Figura 12 – Pré-dimensionamento de altura para vigas biapoiadas



Fonte: Souza (2018).

Figura 13 – Pré-dimensionamento de altura para vigas em balanço



Fonte: Souza (2018).

### 2.3.2 Vãos

Conforme a NBR 6118 (ABNT 2014) estabelece, os vãos das vigas possuem a mesmas definições dos vãos das lajes (item 2.2.3 deste trabalho).

### 2.3.3 Instabilidade lateral

Segundo NBR 6118 (ABNT, 2014), para segurança à instabilidade lateral das vigas, deve-se adotar os seguintes parâmetros:

$$b \geq \frac{L0}{50}$$

$$b \geq \beta fl \cdot h$$

Onde:

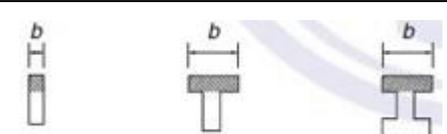
*b*: largura da zona comprimida;

*h*: altura total da viga;

*L0*: comprimento do flange comprimido, medido entre suportes que garantam o contraventamento lateral;

$\beta fl$ : coeficiente que depende da forma da viga (Quadro 3).

Quadro 3 – Coeficiente  $\beta fl$

Tipologia de viga	Valores de $\beta fl$
	0,40
	0,20

Fonte: adaptado pelo autor da NBR 6118 (ABNT, 2014).

### 2.3.4 Vinculação

A NBR 6118 (ABNT, 2014) considera para vinculação a solidariedade dos pilares com a viga, mediante a introdução da rigidez à flexão dos pilares extremos e intermediários.

### 2.3.5 Ações

Porto e Fernandes (2015) definem que as vigas recebem ações de cargas distribuídas e também de concentradas. As cargas distribuídas são geradas pelo peso próprio, por possíveis cargas de paredes e pelas cargas provenientes das

bordas das lajes apoiadas. Já as cargas concentradas podem ser originadas por pilares ou vigas que apoiam umas nas outras e ações do vento.

A NBR 6120 (ABNT, 2019) define que para carregamentos de paredes, deve-se levar em consideração os pesos de alvenaria definidos na Tabela 10.

Tabela 10 – Alvenaria

Alvenaria de vedação	Espessura nominal do elemento (cm)	Peso - Espessura de revestimento por face (kN/m <sup>2</sup> )		
		0 cm	1 cm	2 cm
Bloco de concreto vazado	6,5	1,0	1,4	1,8
	9	1,1	1,5	1,9
	11,5	1,3	1,7	2,1
	14	1,4	1,8	2,2
	19	1,8	2,2	2,6
Bloco cerâmico vazado	9	0,7	1,1	1,6
	11,5	0,9	1,3	1,7
	14	1,1	1,5	1,9
	19	1,4	1,8	2,3
Bloco de concreto celular autoclavado	7,5	0,5	0,9	1,3
	10	0,6	1,0	1,4
	12,5	0,8	1,2	1,6
	15	0,9	1,3	1,7
	17,5	1,1	1,5	1,9
20	1,2	1,6	2,0	
Bloco de vidro	8	0,8	–	–

Fonte: adaptado pelo autor da NBR 6120 (ABNT, 2019).

### 2.3.6 Reações de apoio e momentos fletores

Neste trabalho, o cálculo manual das reações de apoio e dos momentos fletores atuantes nas vigas serão realizados com o auxílio do *software* Ftool.

### 2.3.7 Armadura longitudinal

Para determinação da armadura longitudinal das vigas, o primeiro passo é comparar o momento atuante na viga em questão com o momento limite ( $M_d, \text{lim}$ ), para determinar se a armadura é simples ou dupla. O cálculo é realizado segundo a equação (PORTO; FERNANDES, 2015):

$$Md, \text{lim} = 0,25 \cdot b \cdot d^2 \cdot fcd$$

Onde:

$b$ : base da seção retangular;

$d$ : altura útil da seção retangular;

$fcd$ : resistência a compressão de cálculo do concreto.

Para o cálculo da área de aço necessária para armadura do tipo simples, a metodologia de cálculo é a seguinte (PORTO; FERNANDES, 2015):

$$As = \frac{0,85 \times fcd \times 100 \times Y}{fyd}$$

Onde:

$As$ : área de aço;

$fcd$ : resistência a compressão de cálculo do concreto;

$fyd$  = tensão de escoamento do aço;

$Y$ : linha neutra.

Para obtenção da linha neutra, é preciso seguir a seguinte equação:

$$Y = d \left[ 1 - \sqrt{\left( \frac{1 - Md}{0,425 \times b \times d^2 \times Fcd} \right)} \right]$$

Onde:

$d$ : altura útil;

$Md$  = momento fletor de cálculo = 1,4.  $M$ ;

$b$ : largura da viga;

$fcd$  = resistência a compressão de cálculo do concreto.

Quando for necessário fazer uso de armadura dupla, tem-se as seguintes equações para área de aço:

$$A's = \frac{Md - Mdlim}{fyd (d - d')}$$

$$As = \frac{0,85 \cdot b \cdot Ylim \cdot fcd + A's \cdot fyd}{fyd}$$

Onde:

$Md$  = momento fletor de cálculo = 1,4.  $M$ ;

$$Y_{lim} \leq 0,36d;$$

$f_{yd}$ : tensão de escoamento do aço.

### 2.3.8 Armadura longitudinal mínima de tração

Porto e Fernandes (2015) definem a seguinte equação para que se obtenha a armadura longitudinal mínima de tração:

$$A_{s, \text{mín}} = p_{\text{mín}} \cdot A_c$$

Onde:

$p_{\text{mín}}$ : taxa mínima de armadura de flexão (Tabela 9);

$A_c$ : área da seção retangular =  $b \cdot h$

### 2.3.9 Espaçamento

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina as seguintes condições para espaçamento das barras de armadura longitudinal:

a) na direção horizontal ( $ah$ ):

$$ah \geq \text{entre:}$$

$$20 \text{ mm};$$

$$\emptyset_{\text{barra}}, \emptyset_{\text{feixe}}, \emptyset_{\text{luva}};$$

$$1,2d_{\text{máx.}}$$

b) na direção vertical ( $av$ ):

$$av \geq \text{entre:}$$

$$20 \text{ mm};$$

$$\emptyset_{\text{barra}}, \emptyset_{\text{feixe}}, \emptyset_{\text{luva}};$$

$$0,5d_{\text{máx.}}$$

Onde:

$d_{\text{máx}}$ : diâmetro máximo do agregado graúdo do concreto;

### 2.3.10 Número máximo de barras de armadura longitudinal por camada

Porto e Fernandes (2015) apontam que o número máximo de barras de armadura longitudinal em uma mesma camada ( $n\emptyset/\text{camada}$ ) é calculado pela equação:

$$n\emptyset/\text{camada} \leq \frac{ah + b_{\text{útil}}}{ah + \emptyset L}$$

Onde:

$ah$ : espaçamento na direção horizontal;

$bútil$ : largura útil da seção transversal da viga;

$\emptyset L$ : diâmetro da barra da armadura longitudinal.

Ainda segundo Porto e Fernandes (2015), para definir o  $bútil$  da viga, usa-se a seguinte equação:

$$bútil = bw - 2 (Cnom + \emptyset t)$$

Onde:

$bw$ : largura da alma da viga;

$Cnom$ : cobrimento nominal;

$\emptyset t$ : diâmetro da barra da armadura transversal.

### 2.3.11 Armadura de pele

As armaduras de pele tem função de controlar as fissuras nas regiões tracionadas da viga e são posicionadas nas duas faces da alma da viga (PORTO; FERNANDES, 2015).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que apenas vigas com altura superior a 60 cm necessitam de armadura de pele e, as barras de aço para tal armadura, devem ser CA-50 ou CA-60.

Ainda de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a equação para definir a armadura mínima de pele para cada face da alma da viga é a seguinte:

$$As, pele, mín = 0,10\%Ac, alma$$

Vale ressaltar que a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que a área de aço por metro linear máxima para armadura de pele é de 5 cm<sup>2</sup>/m por face.

Para espaçamento ( $s$ ) entre as barras, tem-se:

$$s \leq entre:$$

$$20 \text{ cm};$$

$$\frac{d}{3};$$

$$15\emptyset L \text{ (armadura tracionada)}.$$

Onde:

$d$ : altura útil;

$\varnothing L$ : diâmetro da barra da armadura longitudinal.

### 2.3.12 Armadura longitudinal máxima de tração e compressão

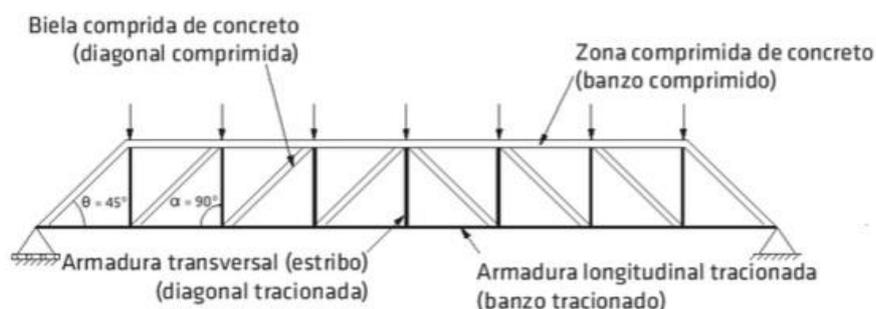
A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que o somatório das áreas de aço utilizados para armaduras de tração e compressão possui um limite máximo que é calculado pela seguinte equação:

$$A_s, máx \leq 4\%A_c$$

### 2.3.13 Verificação ao cisalhamento

Ritter e Morsh (1948) afirmaram que uma viga de seção retangular biapoiada, após fissuração, tem comportamento similar a uma treliça e, criaram um modelo conforme a Figura 14 para fazer uma analogia entre os dois modelos.

Figura 14 – Analogia de Ritter-Morsh



Fonte: Porto e Fernandes (2015).

De acordo com Porto e Fernandes (2015), para verificação do não esmagamento do concreto nas diagonais comprimidas, é realizada a seguinte comparação entre a tensão convencional de cisalhamento de cálculo ( $\tau_{wd}$ ) e a tensão máxima convencional de cisalhamento ( $\tau_{wd2}$ ):

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wd2}$$

A tensão convencional de cisalhamento de cálculo é definida pela equação (PORTO; FERNANDES, 2015):

$$\tau_{wd} = \frac{Vd}{bw \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{bw \cdot d}$$

Onde:

$Vd$ : força cortante de cálculo;

$b_w$ : largura da seção;

$d$ : altura útil da seção.

A tensão máxima convencional de cisalhamento de cálculo é definida de acordo com a Tabela 11.

Tabela 11 – Valores de  $\tau_{wd2}$  para concretos com  $f_{ck} \leq 50$  MPa

<b>Tensão máxima convencional de cisalhamento (kN/cm<sup>2</sup>)</b>						
C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
0,355	0,434	0,509	0,581	0,648	0,712	0,771

Fonte: adaptado pelo autor de Porto e Fernandes (2015).

### 2.3.14 Armadura transversal (estribos)

Para cálculo da armadura transversal ( $A_{sw}$ ) com espaçamento de 100 cm, Porto e Fernandes (2015) definiram a seguinte equação:

$$A_{sw} = p_w \cdot b_w$$

Ainda de acordo com Porto e Fernandes (2015), a taxa de armadura transversal ( $p_w$ ) é dada pela equação:

$$p_w = 100 \left( \frac{\tau_{wd} - \tau_{c0}}{39,15} \right)$$

Onde:

$\tau_{c0}$ : tensão convencional de cisalhamento referente aos mecanismos complementares, obtida a partir da Tabela 12:

Tabela 12 – Valores de  $\tau_{c0}$  para concretos com  $f_{ck} \leq 50$  MPa

<b>Tensão convencional de cisalhamento referente aos mecanismos complementares (kN/cm<sup>2</sup>)</b>						
C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
0,066	0,077	0,087	0,096	0,105	0,114	0,122

Fonte: adaptado pelo autor de Porto e Fernandes (2015).

Após o cálculo das armaduras necessárias, é feito o cálculo da armadura transversal mínima pela equação (PORTO; FERNANDES, 2015):

$$A_{sw} = p_{w, \text{mín}} \cdot b_w$$

Onde:

$p_w, mín$ : taxa mínima de armadura transversal, obtida pela Tabela 13.

Tabela 13 – Valores de  $p_w, mín$  dos concretos com  $f_{ck} \leq 50$  MPa

Taxa mínima de armadura transversal						
C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
0,088	0,103	0,116	0,128	0,140	0,152	0,163

Fonte: adaptado pelo autor de Porto e Fernandes (2015).

Porto e Fernandes (2015) ressaltam o seguinte:

- se  $p_w < p_w, mín$  ou  $p_w < 0$ , deve-se calcular a armadura utilizando  $p_w, mín$ ;
- se  $p_w > p_w, mín$ , deve-se calcular a armadura utilizando  $p_w$ .

Ao final do procedimento é preciso dividir a área de aço necessária para a armadura transversal por 2, pois o cálculo refere-se a um estribo de apenas uma perna e, o estribo convencional, leva duas pernas (PORTO; FERNANDES, 2015).

### 2.3.15 Diâmetro e espaçamento entre estribos

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que o diâmetro usado para estribo ( $\emptyset t$ ) não deve ultrapassar 12 cm (para barras lisas) e é obtido por:

$$5 \text{ mm} \leq \emptyset t \leq \frac{bw}{10}$$

Onde:

$bw$ : largura da alma das vigas.

Para espaçamento mínimo, a NBR 6118 (ABNT, 2014) constata que o mesmo deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento do concreto. Já para espaçamento máximo ( $S_{máx}$ ), a mesma norma define as seguintes condições:

- $\frac{\tau_w d}{\tau_w d^2} \leq 0,67$ ,  $S_{máx} = 0,6d \leq 300 \text{ mm}$
- $\frac{\tau_w d}{\tau_w d^2} > 0,67$ ,  $S_{máx} = 0,3d \leq 200 \text{ mm}$

Onde:

$d$ : altura útil.

### 2.3.16 Aderência

A aderência adequada entre o aço e o concreto é um fator determinante para o bom funcionamento de elementos de concreto armado (PORTO; FERNANDES, 2015).

De acordo com Porto e Fernandes (2015), a resistência de aderência de cálculo ( $f_{bd}$ ) é encontrada pela equação:

$$f_{bd} = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot f_{ctd}$$

Onde:

$n_1$ : coeficiente de aderência que depende da conformação superficial da barra de aço;

$n_2$ : coeficiente de aderência que depende da posição das barras de aço durante a concretagem e a altura dessas em relação ao fundo da forma;

$n_3$ : coeficiente de aderência que depende do diâmetro da barra de aço.

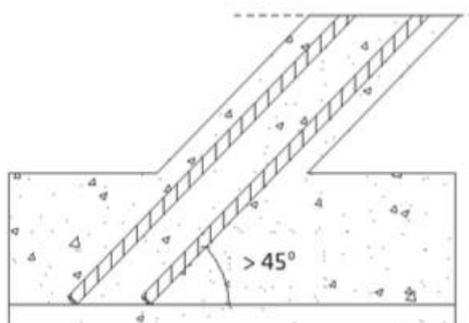
A NBR 6118 (ABNT, 2014) define a explicação para o uso dos coeficientes  $n_2$  e  $n_3$  da seguinte forma:

$n_2 = 1$  para concretos de boa aderência e 0,7 para concretos de má aderência.

- boa aderência: inclinação superior a 45° em relação a horizontal; posição horizontal ou inclinação inferior a 45° em relação a esse eixo, desde que os elementos de altura inferior a 60 cm estejam a uma distância de até 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima, e os de altura igual ou superior a 60 cm estejam a uma distância de pelo menos 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima.
- má aderência: demais posicionamento das barras durante a concretagem é considerado situação de má aderência.

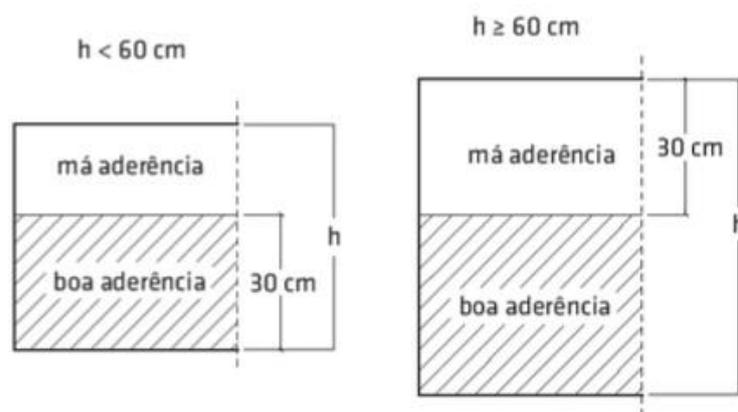
As Figuras 15 e 16 demonstram as situações citadas.

Figura 15 – Barras com inclinação de 45°



Fonte: Porto e Fernandes (2015).

Figura 16 – Barras na horizontal com boa e má aderência



Fonte: Porto e Fernandes (2015).

$$n_3 = 1 \rightarrow \phi < 32 \text{ mm}$$

$$n_3 = \frac{(132 - \phi)}{100} \rightarrow \phi \geq 32 \text{ mm}$$

Onde:

$\phi$ : diâmetro da barra, expresso em milímetros (mm).

Porto e Fernandes (2015) estabeleceram os valores de resistência de aderência de cálculo dos concretos (Tabela 14) para aço CA-50 de superfície nervurada ( $n_1 = 2,25$ ), situação de boa aderência ( $n_2 = 1,0$ ),  $\phi < 32\text{mm}$  ( $n_3 = 1,0$ ) e  $\gamma_c = 1,4$ :

Tabela 14 – Resistência de aderência de cálculo de concretos com  $f_{ck} \leq 50$  MPa

Resistência de aderência de cálculo						
C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
0,249	0,289	0,326	0,361	0,395	0,427	0,458

Fonte: adaptado pelo autor de Porto e Fernandes (2015).

### 2.3.17 Ancoragem das armaduras

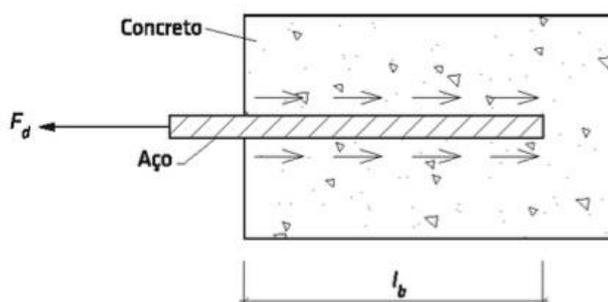
Para que os esforços solicitados pelas barras de aço possam ser transmitido corretamente ao concreto, deve-se realizar o cálculo para a ancoragem necessária (PORTO; FERNANDES, 2015).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) existem três tipos de ancoragem: por aderência, por meio de dispositivos mecânicos ou pela combinação dos dois.

#### 2.3.17.1 Comprimento de ancoragem básico

De acordo com Porto e Fernandes (2015), o comprimento de ancoragem básico ( $l_b$ ) é o comprimento da armadura que seja suficiente para resistir a uma força-limite da barra ( $F_d$ ), conforme Figura 17.

Figura 17 – Comprimento básico de ancoragem



Fonte: Porto e Fernandes (2015).

As próximas equações, estabelecidas por Porto e Fernandes (2015), são usadas para encontrar os valores de  $F_d$  e  $l_b$ , respectivamente:

$$F_d = A_s \cdot f_{yd}$$

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25\emptyset$$

Onde:

$A_s$ : área de aço da seção;

$f_{yd}$ : valor de cálculo da tensão de escoamento do aço;

$\phi$  expressa em centímetros (cm).

Porto e Fernandes (2015) estabelecem valores de  $l_b$  na Tabela 15 para os concretos de classes de resistência do Grupo I ( $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ ), considerando aço CA-50, situação de boa aderência,  $\phi < 32\text{mm}$ ,  $\gamma_s = 1,15$  e  $\gamma_c = 1,4$ .

Tabela 15 – Valores de  $l_b$  (cm)

Bitola (mm)	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
	43,65 $\phi$	37,61 $\phi$	33,34 $\phi$	30,11 $\phi$	27,52 $\phi$	25,46 $\phi$	25 $\phi$
10	44	38	34	31	28	26	25
12,5	55	48	42	38	35	32	32
16	70	61	54	49	45	41	40
20	88	76	67	61	56	51	50
22	89	83	74	67	61	57	55
25	110	95	84	76	69	64	63

Fonte: Porto e Fernandes (2015).

De acordo com Porto e Fernandes (2015), concretos das classes de resistência do Grupo II ( $f_{ck} > 50\text{MPa}$ ) com as mesmas considerações acima citadas para os de Grupo I (tipo de aço, situação de aderência,  $\phi$ ,  $\gamma_s$  e  $\gamma_c$ ), os valores de  $l_b$  são sempre inferiores a  $25\phi$  (não permitido por norma) e, com isso, para todas as demais classes adota-se o valor de  $25\phi$  para  $l_b$ .

### 2.3.17.2 Comprimento de ancoragem necessário

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define um comprimento de ancoragem necessário ( $l_{b,nec}$ ) que é calculado pela equação:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín}$$

Onde:

$\alpha = 1,0$  para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$  para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho  $\geq 3\phi$ ;

$\alpha = 0,7$  para barras transversais soldadas de acordo com a norma;

$\alpha = 0,5$  para barras transversais soldadas de acordo com a norma e gancho com cobrimento no plano normal ao do gancho  $\geq 3\phi$ ;

$l_b$ : comprimento de ancoragem básico;

$A_s, calc$ : armadura de tração calculada;

$A_s, ef$ : Armadura de tração efetivamente colocada ou existente;

$l_b, mín$ : maior entre  $0,3l_b$ ,  $10\phi$  (diâmetro da barra ancorada) e 100 mm;

$l_b, nec$  deve ser arredondado para valor múltiplo de 5 cm imediatamente superior ao calculado.

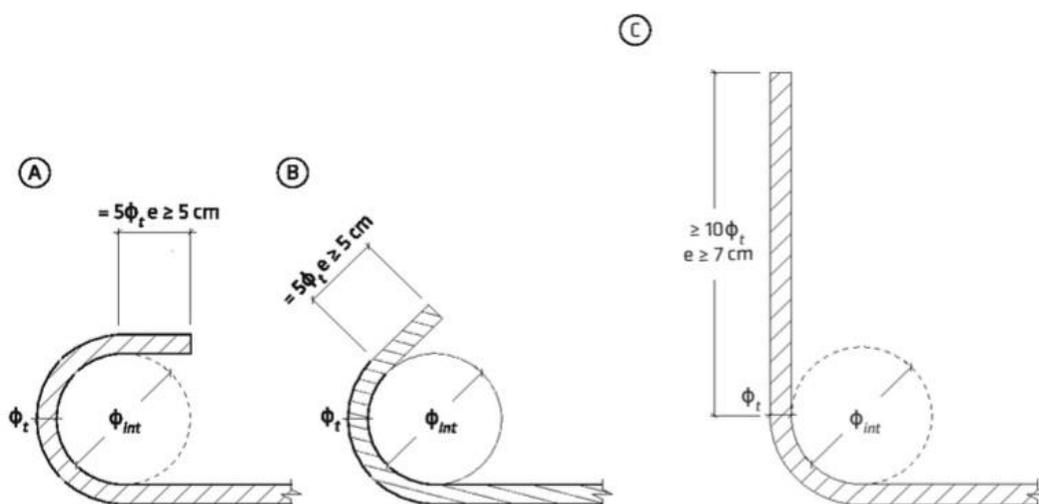
### 2.3.17.3 Ancoragem dos estribos

Os estribos necessitam ser ancorados por ganchos ou barras longitudinais soldadas (NBR 6118, ABNT 2014).

Conforme especifica a NBR 6118 (ABNT, 2014), os ganchos podem ser:

- semicirculares ou em ângulo de  $45^\circ$  (interno), com ponta reta de comprimento igual a  $5\phi_t$ , porém não inferior a 5 cm (Figura 18);
- em ângulo reto, com ponta reta de comprimento maior ou igual a  $10\phi_t$ , porém não inferior a 7 cm, sendo que este tipo de gancho não pode ser utilizado para barras e fios lisos (Figura 18).

Figura 18 – (A) Gancho semicircular; (B) em ângulo de  $45^\circ$ ; e (C) em ângulo reto



Fonte: Porto e Fernandes (2015).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define os valores mínimos de diâmetro interno da curvatura dos estribos, que estão especificados na Tabela 16:

Tabela 16 – Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos

Bitola mm	Tipos de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
$\leq 10$	3 $\phi_t$	3 $\phi_t$	3 $\phi_t$
$10 < \phi_t < 20$	4 $\phi_t$	5 $\phi_t$	-
$\geq 20$	5 $\phi_t$	8 $\phi_t$	-

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

#### 2.3.17.4 Ancoragem nos apoios

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a armadura longitudinal responsável por resistir os esforços de tração nas regiões dos apoios deve satisfazer a mais severa das condições:

- na presença de momentos positivos, utiliza-se as armaduras obtidas através do dimensionamento da seção;
- em apoios extremos, para garantir a ancoragem da diagonal de compressão, armaduras capazes de resistir a uma força de tração de cálculo da armadura ( $F_{sd}$ ), expressada pela equação:

$$F_{sd} = \frac{al}{d} \cdot Vd + Nd$$

Onde:

$d$ : altura útil;

$Vd$ : força cortante de apoio;

$Nd$ : força de tração eventualmente existente;

$al$ : deslocamento do diagrama de momentos fletores, paralelo ao eixo da peça, para substituir os efeitos provocados pela fissuração oblíqua, sendo obtido pela equação:

$$al = d \left[ \frac{\tau_w d}{2(\tau_w d - \tau_{c0})} \right] \geq 0,5d$$

Em que:

$\tau_w d$ : tensão convencional de cisalhamento de cálculo;

$\tau_{c0}$ : tensão convencional de cisalhamento referente aos mecanismos complementares.

Baseando-se na força de tração de cálculo da armadura, a área de aço ( $A_s, calc$ ) é definida pela equação:

$$A_s, calc = \frac{Fsd}{f_yd}$$

c) em apoios extremos e intermediários, por prolongamento de uma parte da armadura de tração do vão ( $A_s, vão$ ), correspondente ao máximo momento positivo do tramo ( $M_{vão}$ ), de modo que:

$$A_s, apoio \geq \frac{1}{3} (A_s, vão), \text{ se } M_{apoio} \text{ for nulo ou negativo e de valor absoluto}$$

$$|M_{apoio}| \leq 0,5 M_{vão};$$

$$A_s, apoio \geq \frac{1}{4} (A_s, vão), \text{ se } M_{apoio} \text{ for negativo e de valor absoluto}$$

$$|M_{apoio}| > 0,5 M_{vão}.$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que para apoios extremos, as barras das armaduras devem ser ancoradas a partir da face do apoio, com comprimentos iguais ou superiores ao maior dos seguintes valores:

- $l_{b, nec}$
- $(r + 5,5 \phi)$
- 60 mm.

Onde:

$r$ : raio de dobramento;

$\phi$ : diâmetro da barra ancorada;

$l_{b, nec}$ : comprimento de ancoragem necessário (arredondado para múltiplo de 5 cm imediatamente superior).

Porto e Fernandes (2015) estabelecem a equação a seguir para a largura efetiva de apoio ( $l_{ef}$ ), que é a responsável por realizar a ancoragem em apoios extremos:

$$l_{ef} = b - C_{nom}$$

Onde:

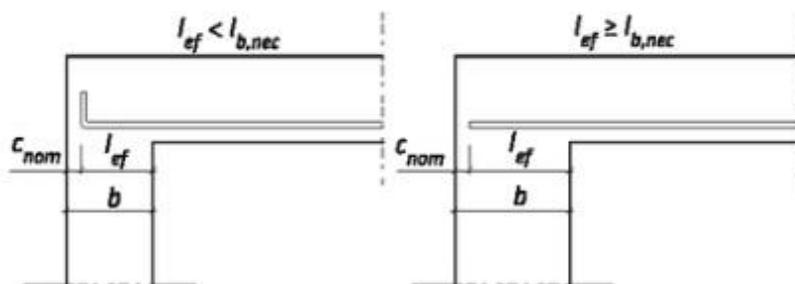
$b$ : largura do apoio;

$C_{nom}$ : cobrimento nominal.

Ao analisar a largura efetiva, Porto e Fernandes (2015) definem duas situações (Figura 19):

- se  $l_{ef} < l_{b,nec}$ , utilizar ancoragem por gancho;
- se  $l_{ef} \geq l_{b,nec}$ , utilizar ancoragem por cobrimento reto.

Figura 19 – Ancoragem nos apoios extremos

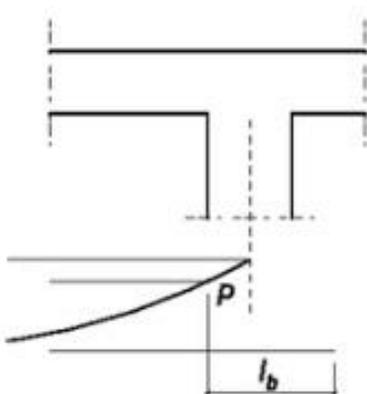


Fonte: Porto e Fernandes (2015).

Porto e Fernandes (2015) trazem as seguintes situações para ancoragem em apoios intermediários:

- se o ponto inicial (P) estiver na face ou ultrapassando o apoio e a força de tração de cálculo da armadura ( $F_{sd}$ ) diminuir em relação ao eixo do apoio, o trecho de ancoragem é medido a partir da face (Figura 20);

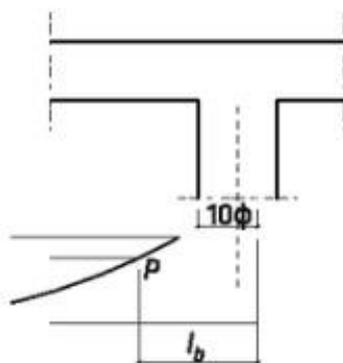
Figura 20 – Ancoragem (ponto inicial na face do apoio)



Fonte: Porto e Fernandes (2015).

- b) se o ponto inicial (P) não chegar a face do apoio, ou seja, o diagrama de momento fletor não atingiu a face do apoio, deve-se começar o trecho de ancoragem na altura em que se encontra o ponto inicial (P) e estendê-lo até  $10\phi$  além da face do apoio (Figura 21).

Figura 21 – Ancoragem (ponto inicial antes da face do apoio)



Fonte: Porto e Fernandes (2015).

### 2.3.18 Verificação dos estados limites de serviço

Segundo Porto e Fernandes (2015), a verificação dos estados limites segue o mesmo cálculo feito para lajes (item 2.2.10).

## 2.4 PILARES

“Elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes.” (ABNT NBR:6118, 2014, p. 84).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) não permite que a área da seção transversal de pilares (qualquer forma geométrica) seja menor que  $360 \text{ cm}^2$  e, que alguma das dimensões da seção transversal, seja menor que 19 cm.

A mesma NBR 6118 (ABNT, 2014) permite, para casos especiais, dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional  $\gamma_n$  (definido na Tabela 17).

Tabela 17 – Valores do coeficiente adicional para pilares especiais

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

Onde:

b: menor dimensão da seção transversal.

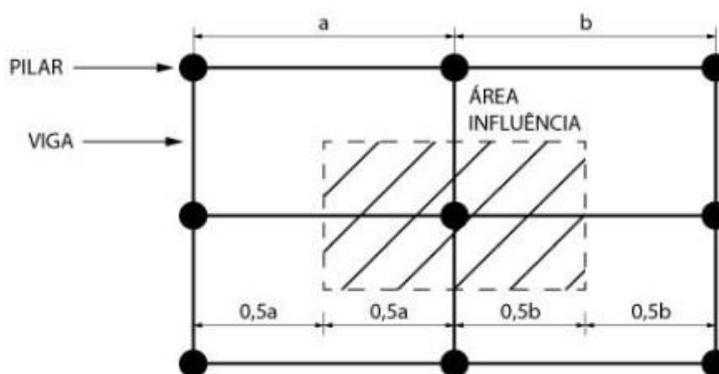
Fonte: adaptado pelo autor da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o dimensionamento estrutural dos pilares pode ser feito por três métodos: geral; do pilar-padrão com curvatura aproximada; e do pilar-padrão com rigidez  $k$  (capa) aproximada. Este trabalho levará em conta o método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

#### 2.4.1 Pré-dimensionamento

Para o pré-dimensionamento dos pilares, segundo Moura (2018), é possível estimar as cargas que atuam nos mesmos pelo método das áreas de influência. Para obter-se essas áreas, deve ser considerado sempre a metade da distância entre eixos, conforme Figura 22.

Figura 22 – Área de influência no pilar



Fonte: Moura (2018).

Após estipular uma área de influência, e com o conhecimento da carga atuante no pavimento ( $g + q$ ) em questão, pode-se calcular a força normal estimada ( $Nk$ ) e a força de compressão centrada estimada ( $Nsd$ ) no pilar, respectivamente, pelas equações:

$$Nk = (g + q) \cdot A_i \cdot n$$

Onde:

$n$ : número de pavimentos acima da seção analisada.

$$Nsd = \gamma \cdot Nk$$

Onde:

$\gamma = 1,8$  para pilares internos;

$\gamma = 2,2$  para pilares de extremidades;

$\gamma = 2,5$  para pilares de canto.

A equação aplicada para estimar a área de concreto necessária estimada ( $A_{c, est}$ ) para a seção do pilar é a seguinte:

$$A_{c, est} = \frac{Nsd}{0,85 \cdot fcd + 0,84}$$

Onde:

$fcd$  = resistência a compressão de cálculo do concreto.

O projetista define as dimensões adequadas levando em consideração a área estimada para a seção do pilar.

#### 2.4.2 Armaduras mínima e máxima

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define áreas de armadura mínima ( $A_{s, mín}$ ) e máxima ( $A_{s, máx}$ ) para os pilares, conforme equações seguintes:

$$A_{s, mín} = \left( 0,15 \cdot \frac{Nd}{f_{yd}} \right) \geq 0,4\%Ac$$

$$A_{s, máx} \leq 8\%Ac$$

Onde:

$Ac$ : área da seção transversal bruta do pilar;

$Nd$ : força normal compressiva de projeto (de cálculo);

$f_{yd}$ : tensão de escoamento do aço;

#### 2.4.3 Armadura longitudinal

Os diâmetros das armaduras longitudinais ( $\phi l$ ) devem seguir a seguinte definição (NBR 6118, ABNT 2014):

$$10\text{mm} \leq \phi l \leq b/8$$

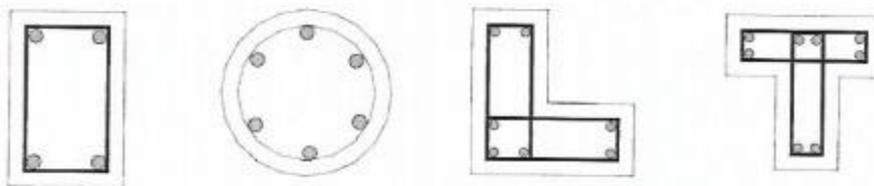
Onde:

$b$ : menor dimensão da seção transversal do pilar.

#### 2.4.3.1 Número mínimo de barras

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que para pilares com seções poligonais deve-se adotar pelo menos uma barra longitudinal em cada vértice e, para seções circulares, usa-se o mínimo de seis barras longitudinais distribuídas ao longo do seu perímetro. A Figura 23 apresenta alguns casos de seções de pilares com barras longitudinais mínimas.

Figura 23 – Barras longitudinais mínimas para pilares



Fonte: Zatti (2017).

#### 2.4.3.2 Espaçamento mínimo e máximo entre barras

Conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), o espaçamento mínimo livre ( $SL$ ) entre as faces das barras longitudinais deve ser:

$$SL \geq \text{entre:}$$

$$20 \text{ mm};$$

$$\emptyset_{\text{barra}}, \emptyset_{\text{feixe}}, \emptyset_{\text{luva}};$$

$$1,2d_{\text{máx.}}$$

Onde:

$d_{\text{máx}}$ : diâmetro máximo do agregado graúdo.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) também especifica o seguinte para espaçamento máximo ( $el$ ) entre os eixos das barras longitudinais:

$$el \leq \text{entre:}$$

$$40 \text{ cm};$$

$$2b.$$

Onde:

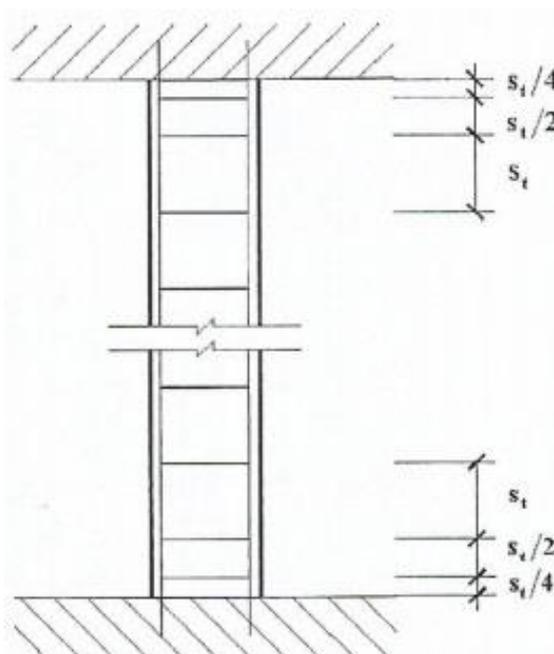
$b$ : menor dimensão da seção transversal do pilar.

#### 2.4.4 Armadura transversal (estribos)

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os estribos devem ser colocados em toda a altura do pilar, sendo obrigatório a colocação em regiões onde existe cruzamento com vigas e lajes.

Leonhard e Monning (1978) recomendam para pilares com momentos atuando em sua extremidade, o uso de 2 a 3 estribos colocados nessas extremidades com espaçamento igual  $s_t/2$  e  $s_t/4$  (Figura 24).

Figura 24 – Estribos para pilares com momentos nas extremidades



Fonte: Zatti (2017).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define o seguinte para os diâmetros dos estribos ( $\phi_t$ ):

$\phi_t \geq$  entre:

5 mm;

$\frac{1}{4}\phi_l$  ou  $\frac{1}{4}\phi_{\text{feixe}}$ .

#### 2.4.4.1 Espaçamento máximo dos estribos

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece para espaçamento máximo dos estribos ( $e$ ):

$$e \leq \text{entre:}$$

$$200 \text{ mm;}$$

$$b;$$

$$24\phi l \text{ (CA - 25) e } 12\phi l \text{ (CA - 50).}$$

Onde:

$b$ : menor dimensão da seção transversal do pilar.

Caso seja respeitada a limitação de espaçamento ( $S_{\text{máx}}$ ) dada na próxima equação e, o aço das armaduras sejam do mesmo tipo, a NBR 6118 (ABNT, 2014) permitido adotar um diâmetro  $\phi t$  menor que  $\phi t/4$ .

$$S_{\text{max}} = 90000 \left( \frac{\phi t^2}{\phi l} \right) \frac{1}{f_{yk}}$$

Onde:

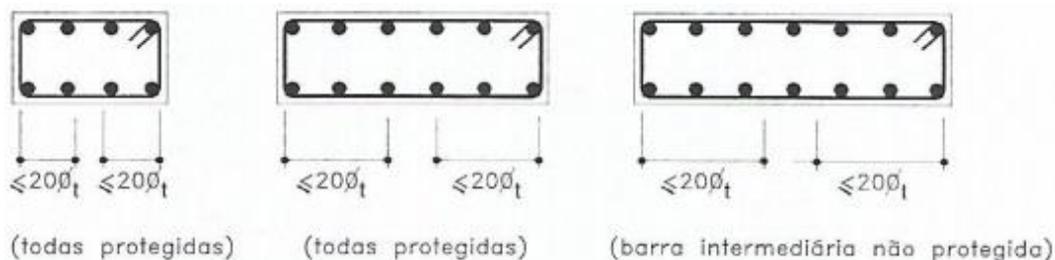
$f_{yk}$  expresso em megapascal (MPa).

Para concretos de classe CA-55 a CA-90, a NBR 6118 (ABNT, 2014) ainda define que os espaçamentos máximos entre os estribos devem ser reduzidos em 50% e os ganchos tenham inclinação de pelo menos 135°.

#### 2.4.4.2 Estribos suplementares

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os estribos protegem contra flambagem as barras longitudinais situadas a  $20\phi t$  a partir canto. Caso houver mais de duas barras neste trecho (sem contar as barras de canto) ou, alguma barra fora dele, deve-se adotar estribos suplementares. A Figura 25 ilustra os trechos de armaduras longitudinais protegidas ou não de flambagem.

Figura 25 – Casos de estribos protegidos ou não contra flambagem



Fonte: Zatti (2017)

#### 2.4.5 Índice de esbeltez

De acordo com Porto e Fernandes (2015), o índice de esbeltez ( $\lambda$ ) dos pilares é uma propriedade que depende e relacionada o comprimento equivalente ( $le$ ) e o raio de giração ( $i$ ).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o índice de esbeltez e o raio de giração são, respectivamente, calculados por:

$$\lambda_x = \left( \frac{le, x}{i_y} \right) \text{ ou } \lambda_y = \left( \frac{le, y}{i_x} \right)$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{seção}}} \text{ ou } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{seção}}}$$

Onde:

$A_{seção}$ : área de seção transversal do pilar;

$I$ : momento de inércia em x ou em y.

O comprimento equivalente estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) é:

$le \leq \text{entre:}$

$l_0 + h;$

$l.$

Onde:

$l_0$ : distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar;

$h$ : altura da seção transversal do pilar (maior dimensão);

$l$ : distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar (ou trecho dele) está vinculado.

Porto e Fernandes (2015) fornecem as seguintes equações, respectivamente, para índice de esbeltez e raio de giração em seções transversais retangulares:

$$\lambda = \frac{le\sqrt{12}}{h}$$

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Onde:

$h$ : altura da seção transversal do pilar (maior dimensão).

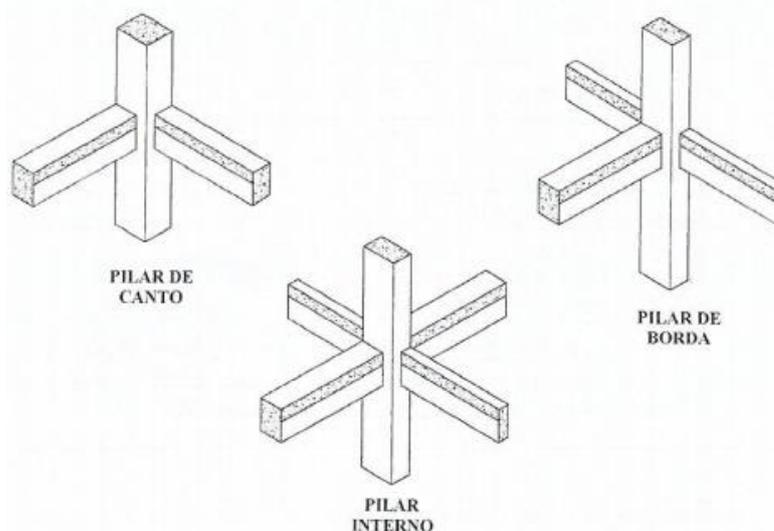
A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que os pilares devem ter um índice de esbeltez maior ou igual a 200, exceto elementos pouco comprimidos com força normal menor que  $0,10 fcd.Ac$ , que podem ter o índice de esbeltez maior que 200.

## 2.4.6 Classificação

### 2.4.6.1 Quando as solicitações iniciais

Para classificação conforme solicitações iniciais, Porto e Fernandes (2015) assumem que deve-se levar em conta três tipos de pilares: de canto, de borda e interno (Figura 26).

Figura 26 – Classificação dos pilares quanto as solicitações iniciais



Fonte: Zatti (2017).

As solicitações presentes em cada tipo são:

- compressão simples (excentricidade inicial desprezada): pilares internos ou intermediários;
- flexão composta normal (excentricidade inicial em uma direção): pilares de borda ou de extremidade;
- flexão oblíqua (excentricidades iniciais nas direções das bordas): pilares de canto.

#### 2.4.6.2 Quanto a esbeltez

A NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica os pilares de acordo com o índice de esbeltez da seguinte maneira:

- pilares curtos:  $\lambda \leq 35$
- pilares mediantemente esbeltos:  $35 < \lambda \leq 90$
- pilares esbeltos:  $90 < \lambda \leq 140$
- pilares muito esbeltos:  $140 < \lambda \leq 200$ ;

#### 2.4.7 Flambagem

Porto e Fernandes (2015) fornecem a Tabela 18 para o cálculo do comprimento de flambagem de barras isoladas.

Tabela 18 – Comprimento de flambagem

Representação das barras isoladas e seus deslocamentos devido à flambagem.						
Legenda:						
- linhas tracejadas: barra no estado inicial;						
- curvas contínuas: deformação por flambagem.						
Comprimento de flambagem teórico:	0,5L	0,7L	1,0L	1,0L	2,0L	2,0L
Comprimento de flambagem prático:	0,65L	0,8L	1,2L	1,0L	2,1L	2,0L

Fonte: adaptado pelo autor de Porto e Fernandes (2015).

## 2.4.8 Imperfeições geométricas

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que para verificar o estado-limite último dos pilares, deve-se levar em conta as imperfeições geométricas da estrutura, classificadas em globais e locais.

### 2.4.8.1 Imperfeições globais

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a análise global das estruturas (contraventadas ou não) considera um desaprumo nos elementos verticais, calculado pela equação a seguir e ilustrado pela Figura 27.

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}}$$

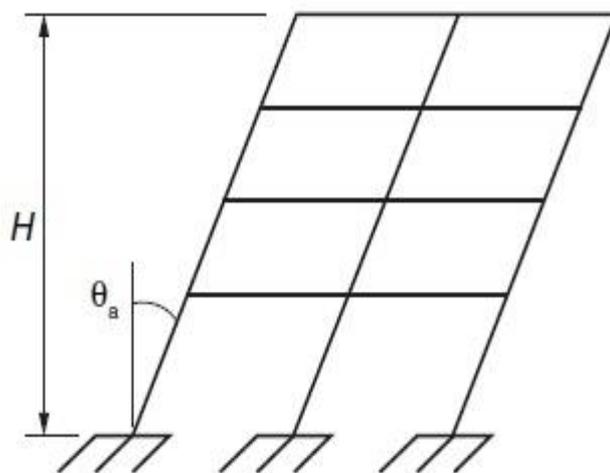
$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}}$$

Onde:

$H$ : altura total da estrutura, em metros (m);

$n$ : número de prumadas de pilares no pórtico plano.

Figura 27 – Imperfeições geométricas globais



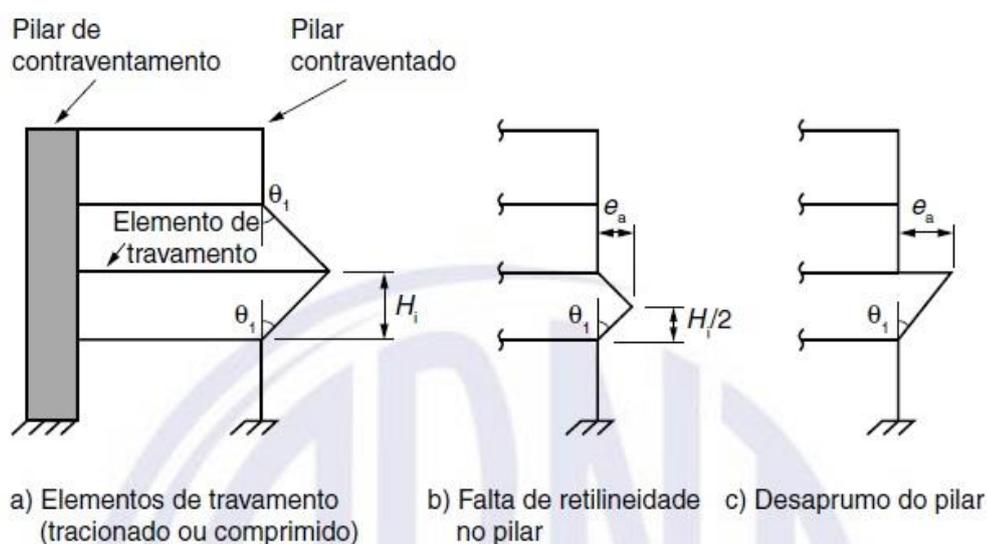
Fonte: adaptado pelo autor da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Porto e Fernandes (2015) definem um  $\theta_{1\text{mín}} = 1/300$  para estruturas reticuladas imperfeições locais e um  $\theta_{1\text{máx}} = 1/200$ .

### 2.4.8.2 Imperfeições locais

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que, para imperfeições locais, deve-se levar em conta a tração gerada pelo desaprumo de pilares contraventados em elementos (vigas e lajes) que ligam estes pilares a pilares de contraventamento. Para dimensionamento ou verificação de um lance de pilar, deve ser considerado o efeito do desaprumo ou da falta de retilidade do eixo do pilar, conforme Figura 28:

Figura 28 – Imperfeições geométricas locais



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o efeito das imperfeições locais pode ser substituído por um momento mínimo de 1ª ordem ( $M1d, mín$ ), calculado pela equação:

$$M1d, mín = Nd(0,015 + 0,03h)$$

Onde:

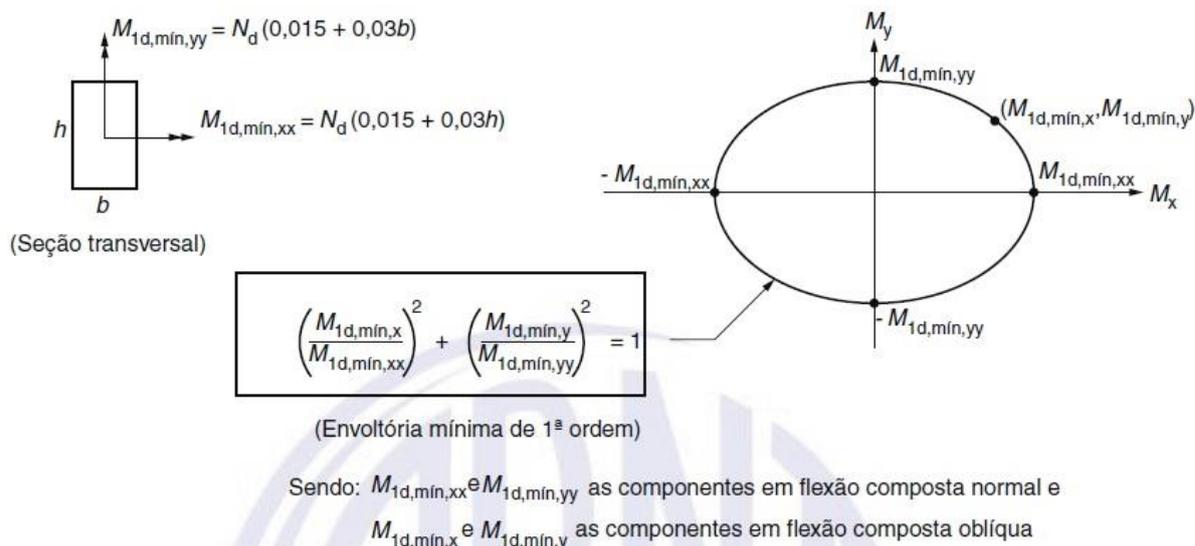
$h$ : altura da seção transversal na direção considerada, expressa em metros.

Quando necessário, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), é preciso adicionar momentos de 2ª ordem.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) afirma que, a verificação do momento mínimo pode ser considerada atendida quando, no dimensionamento adotado, obtém-se

uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima de 1ª ordem (ilustrada na Figura 29).

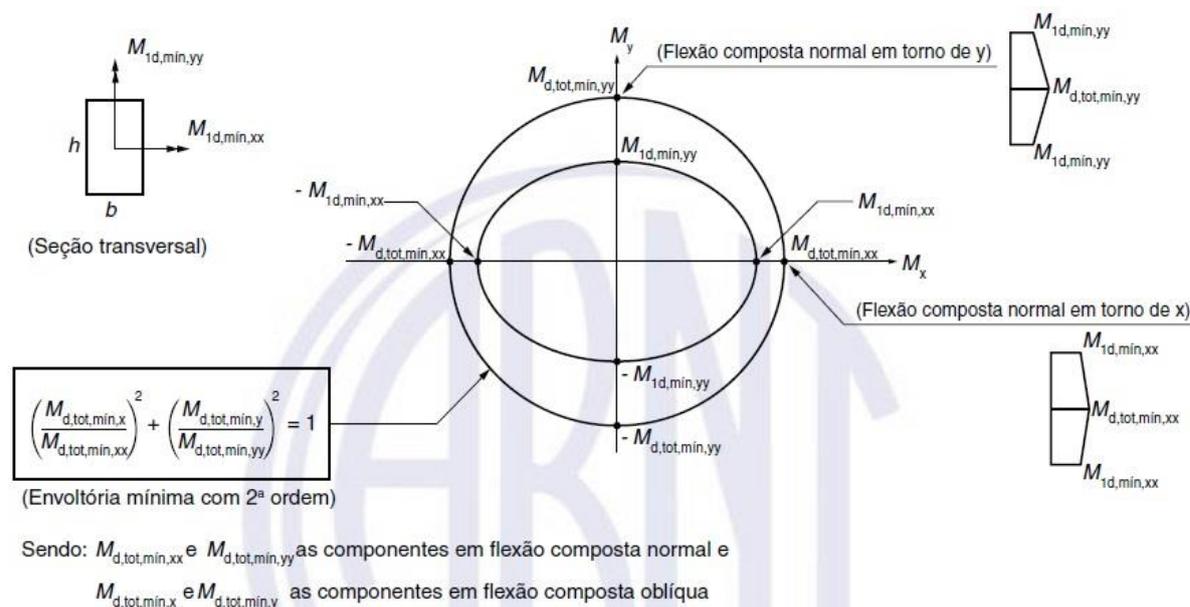
Figura 29 – Envoltória mínima de 1ª ordem



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Quando for necessário calcular os efeitos de 2ª ordem, a NBR 6118 (ABNT, 2014) considera, para verificação de momento mínimo, a envoltória mínima de 2ª ordem mostrada na Figura 30.

Figura 30 – Envoltória mínima de 2ª ordem



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

## 2.4.9 Efeitos de 2ª ordem

Porto e Fernandes (2015) definem que quando houver deslocamentos horizontais nos nós da estrutura ocasionados por cargas verticais e horizontais, são gerados efeitos globais de 2ª ordem.

### 2.4.9.1 Índice de esbeltez limite

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os esforços locais de 2ª ordem são desprezados quando o índice de esbeltez ( $\lambda$ ) for menor que o índice de esbeltez limite ( $\lambda_1$ ), que é fornecido pela equação:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5(e_1/h)}{\alpha b}$$

Onde:

$h$ : dimensão da seção considerada;

$\alpha b$ : definido conforme item 2.4.9.2;

$e_1$ : excentricidade de 1ª ordem (iniciais no topo e na base) =  $M/N$ .

### 2.4.9.2 Valores de $\alpha b$

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), os valores de  $\alpha b$  variam conforme o tipo do pilar e carga:

a) para pilares biapoiados sem carga transversal:

$$\alpha b = 0,6 + 0,4 \frac{M_b}{M_a} \geq 0,40$$

Onde:

$0,4 \leq \alpha b \leq 1,0$ ;

$M_a$  e  $M_b$ : momentos fletores de 1ª ordem nos extremos do pilar;

$M_a$ : maior valor absoluto ao longo do pilar;

$M_b$ : positivo se tracionar a mesma face que  $M_a$  e, negativo, se ao contrário.

b) para pilares biapoiados com carga transversal considerável ao longo da altura:

$$\alpha b = 1$$

c) para pilares em balanço:

$$\alpha b = 0,8 + 0,2 \frac{M_c}{M_a} \geq 0,85$$

Onde:

$$0,85 \leq \alpha b \leq 1,0;$$

$M_a$ : momento fletor de 1ª ordem no engaste;

$M_c$ : momento fletor de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

d) para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo ( $M_{1d, \text{mín}}$ ):

$$\alpha b = 1$$

#### 2.4.9.3 Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que este método pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com  $\lambda \leq 90$ , com seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo.

Caso  $\lambda_1 \leq \lambda \leq 90$ , deve-se considerar excentricidade de 2ª ordem ( $e_2$ ) dada por:

$$e_2 = \frac{le^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$$

Onde:

$le$ : comprimento de flambagem;

$1/r$ : curvatura na seção crítica obtida pela equação:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

Onde:

$h$ : altura da seção na direção considerada;

$v$ : força normal adimensional obtida pela equação:

$$v = \frac{Nd}{Ac \cdot f_{cd}}$$

Onde:

$Nd$ : força normal solicitante de cálculo;

$Ac$ : área da seção transversal do pilar;

$f_{cd}$ : resistência de cálculo à compressão do concreto.

Definidos todos os parâmetros acima, a equação fornecida pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para calcular do momento total máximo ( $Md, total$ ) no pilar é a seguinte:

$$Md, total = ab \cdot M1d, A + Nd \cdot e2 \geq M1d, A$$

Onde:

$M1d, A$ : valor de cálculo de 1ª ordem do momento  $Ma$ , com  $M1d, A \geq M1d, min$ .

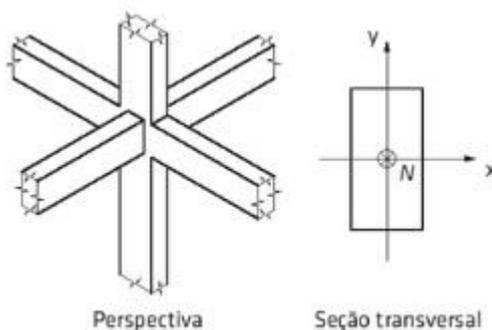
Para  $90 < \lambda \leq 200$ , o pilar é classificado como esbelto e o cálculo precisa passar por um processo mais rigoroso (PORTO; FERNANDES, 2015).

## 2.4.10 Cálculo dos pilares

### 2.4.10.1 Pilar intermediário

A Figura 31 ilustra um exemplo de pilar intermediário.

Figura 31 – Pilar intermediário



Fonte: Porto e Fernandes (2015).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) solicita uma verificação da seção para os pilares intermediários pela equação:

$$Md, total = M1d, mín + Nd \cdot e2$$

A excentricidade total em cada direção pode ser calculada por (PORTO; FERNANDES, 2015):

$$ex = (0,015 + 0,03hx) + e2x \rightarrow \lambda 1x \leq \lambda x \leq 90$$

$$e_y = (0,015 + 0,03hy) + e_{2y} \rightarrow \lambda_{1y} \leq \lambda_y \leq 90$$

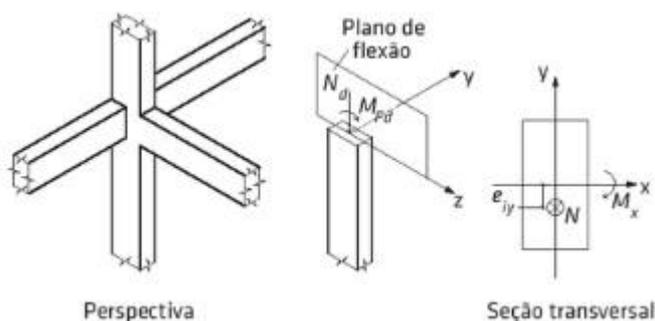
Onde:

$h_x$  e  $h_y$ : alturas da seção transversal na direção considerada (em metros).

#### 2.4.10.2 Pilar de extremidade ou de borda

A Figura 32 ilustra um exemplo de pilar de extremidade.

Figura 32 – Pilar de extremidade



Fonte: Porto e Fernandes (2015).

Porto e Fernandes (2015) definem o seguinte para cálculo dos pilares de extremidade:

a) direção x (eixo sem excentricidade):

$$M_{d,tot} = M_{1d,mín} + N_d \cdot e_{2x}$$

b) direção y (eixo com excentricidade inicial):

Segundo Porto e Fernandes (2015), não é possível saber inicialmente qual seção do pilar é a mais solicitada, então deve-se dimensionar verificando as extremidades e a seção intermediária:

– para extremidade:

$$M_{1d,A} = 1,4M_a$$

Onde:

$$M_a \geq M_b;$$

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,mín}.$$

– para seção intermediária:

$$M_{d, total} = N_d(e^* + e_{imp}) + N_d \cdot e_{2y}$$

Onde:

$$N_d(e^* + e_{imp}) \geq M_{1d}, \text{mín};$$

$e_{2y}$ : excentricidade de 2ª ordem;

$e^*$  é obtido por:

$$e^* = 0,60 \left( \frac{Ma}{N} \right) + 0,40 \left( \frac{Mb}{N} \right) \geq 0,40 \left( \frac{Ma}{N} \right)$$

Onde:

$Ma$  e  $Mb$ : momentos fletores de 1ª ordem nos extremos do pilar;

$Ma$ : maior valor absoluto ao longo do pilar;

$Mb$ : positivo se tracionar a mesma face que  $Ma$  e, negativo, se ao contrário.

$e_{imp}$  é obtido por:

$$e_{imp} = \theta_1 \left( \frac{H}{2} \right)$$

$$e_{imp} = \theta_1 \cdot H \rightarrow \text{para pilares em balanço}$$

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \leq \frac{1}{200}$$

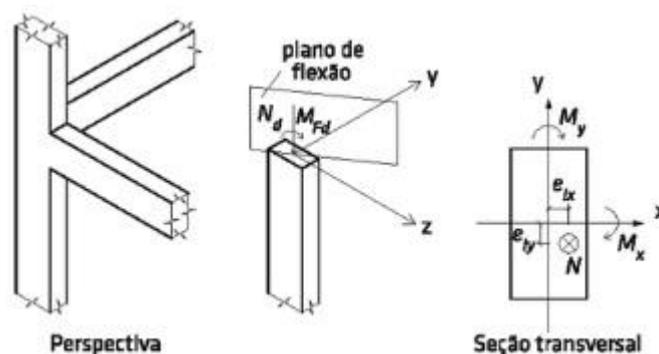
Onde:

$H$ : comprimento do pilar (em metros).

### 2.4.10.3 Pilar de canto

A Figura 33 ilustra um exemplo de pilar de canto.

Figura 33 – Pilar de canto



Fonte: Porto e Fernandes (2015).

Neste caso há excentricidades iniciais nos dois eixos e, assim como para pilares de extremidade, Porto e Fernandes (2015) estabelecem que não é possível saber inicialmente qual seção do pilar é a mais solicitada, então deve-se dimensionar verificando as extremidades e a seção intermediária:

a) para extremidade do topo:

– direção x:

$$M1d,A = 1,4Ma$$

Onde:

$Ma$ : momento na direção x em torno do eixo y;

$$M1d,A \geq M1d,min.$$

– direção y: mesmo cálculo realizado para direção x, porém, trocando-se x por y e y por x.

b) para extremidade na base:

Mesmo cálculo realizado para a extremidade no topo.

c) para seção intermediária:

Mesmo cálculo realizado para seção intermediária do pilar de extremidade, porém, neste caso, o procedimento deve ser realizado para as direções x e y.

### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 OBJETO DE ESTUDO

A edificação escolhida (Figura 34) para o projeto deste trabalho é do tipo residencial e possui estrutura totalmente projetada e executada em concreto armado. Tem como nome Residencial Santiago e está localizada no perímetro urbano da cidade de Encantado - RS. O projeto em questão foi realizado e pela Grafite Construções LTDA.

Figura 34 – Residencial Santiago



Fonte: Grafite Construções LTDA (2014).

Possui um pavimento térreo com 298,90 m<sup>2</sup>, 5 pavimentos tipo com 295,79 m<sup>2</sup> cada e um nível superior para casa de máquinas com 26,08 m<sup>2</sup>. Ao todo, possui 6 pavimentos com área total da edificação de 1.803,93 m<sup>2</sup>.

O pavimento térreo conta com um hall de entrada, um salão de festas e 2 apartamentos. Os demais pavimentos são tipo e, possuem, 4 apartamentos cada. O projeto arquitetônico com as plantas baixas de cada pavimento estão presentes no Anexo B.

## 3.2 PARÂMETROS INICIAIS DE PROJETO

### 3.2.1 Resistência a compressão do concreto

A resistência à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) usada para todos os elementos estruturais da edificação foi de 30 MPa.

### 3.2.2 Aço

As categorias de aço utilizadas neste projeto para as armaduras dos elementos estruturais foram CA-50 e CA-60.

### 3.2.3 Coeficientes

Foram adotados coeficientes de minoração para as resistências à compressão de cálculo do concreto ( $f_{cd}$ ) e de escoamento de cálculo do aço ( $f_{yd}$ ).

As combinações foram do tipo normal e, de acordo com a Tabela 1, os valores dos coeficientes utilizados foram os seguintes:

- a) concreto  $\rightarrow \gamma_c = 1,4$ .
- b) aço  $\rightarrow \gamma_c = 1,15$ .

### 3.2.4 Cobrimento nominal

Levando em conta a localização do edifício em questão, foi definido que todos os elementos estruturais têm uma classe de agressividade ambiental (CAA) classificada em II, moderada e com pequeno risco de deterioração da estrutura (conforme especificações do Quadro 1).

Sendo assim, de acordo com a Tabela 3, os cobrimentos nominais adotados foram os seguintes:

- a) sapatas  $\rightarrow$  cobrimento = 4,5 cm.
- b) pilares sem contato com o solo  $\rightarrow$  cobrimento = 3 cm.
- c) pilares em contato com o solo  $\rightarrow$  cobrimento = 4,5 cm.

- d) vigas sem contato com o solo → cobrimento = 3 cm.
- e) vigas em contato com o solo → cobrimento = 3 cm
- f) lajes → cobrimento = 2,5 cm.

### 3.2.5 Carregamentos

Os carregamentos considerados para a estrutura são consequentes das ações permanentes e variáveis.

Para as lajes, foram levados em conta os carregamentos provenientes de peso próprio da estrutura, revestimento e carga variável conforme o tipo de uso de cada local.

Para os pórticos selecionados da estrutura (pilares e vigas), as cargas consideradas foram as verticais e as horizontais. Para carregamentos verticais, foram levados em conta o peso próprio da estrutura, a construção de paredes e as cargas provenientes das lajes e de vigas que sejam apoiadas na viga analisada. Já as cargas horizontais concentradas serão consequência da ação do vento.

#### 3.2.5.1 Parâmetros de vento

As ações horizontais presentes nos pórticos foram calculadas a partir dos seguintes parâmetros de vento:

- a)  $V_0 = 42$  m/s;
- b)  $S1 = 1,0$ ;
- c)  $S3 = 1,0$ ;
- d) turbulência baixa;
- e) classe B;
- f) categoria IV.

### 3.2.6 Pré-dimensionamento

Para cálculo manual de lajes, vigas e pilares, foi realizado primeiramente o pré-dimensionamento de cada um dos elementos. Os métodos foram os seguintes:

- a) lajes: metodologia de cálculo fundamentada no item 2.2.1.
- b) vigas: metodologia de cálculo fundamentada no item 2.3.1.
- c) pilares: metodologia de cálculo fundamentada no item 2.4.1.

### 3.3 SOFTWARES

#### 3.3.1 Eberick

O Eberick é um *software* utilizado para realização de projetos estruturais em concreto armado. Tem uma plataforma CAD própria, além da opção de importação deste tipo de arquivos para facilitar o lançamento arquitetônico. Também cria automaticamente modelos gráficos em 3D da estrutura e detalhamento de todos os elementos.

O processo teve início na definição dos níveis de cada pavimento, seguindo o projeto arquitetônico. Após, foi realizado o lançamento de cada elemento estrutural e foram definidos os parâmetros iniciais de projeto ( $fck$ , tipo de aço, cobertura nominal, coeficientes e carregamentos) conforme item 3.2. Vale ressaltar que o Eberick processa dentro das normas brasileiras específicas.

Este *software* tem capacidade de fazer o processo de análise da estrutura de duas maneiras distintas: grelhas + pórtico espacial e modelo integrado. Neste projeto, foi usado o modelo grelhas + pórtico espacial.

Com todas as etapas já de acordo e toda a estrutura em questão lançada, foram realizadas todas as análises disponíveis pelo programa para a conferência do dimensionamento.

#### 3.3.2 Ftool

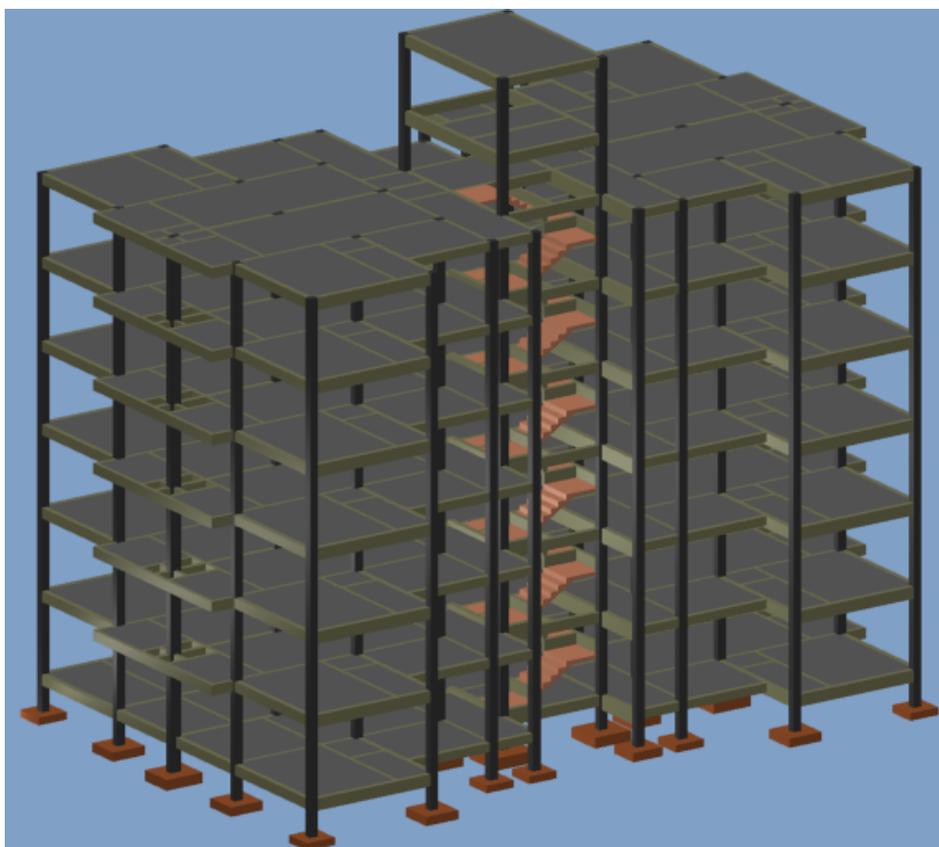
O *software* Ftool foi utilizado neste projeto para o auxílio no cálculo manual dos pórticos (união de vigas e pilares). O lançamento de cada um foi realizado conforme dimensões de projeto, apoios, carregamentos e o tipo de material dos membros. Ao final, foram utilizados os esforços fornecidos pelo Ftool (esforço cortante e momentos fletores para vigas e esforço normal de compressão e momentos fletores para pilares) para o dimensionamento dos elementos estruturais selecionados.

## 4 RESULTADOS

### 4.1 EBERICK

No *software* Eberick, foi realizado o lançamento de toda a estrutura. Todas as devidas verificações foram feitas e não houve alguma inconsistência nos resultados finais. A planta de forma do 2º pavimento, que foi obtida pelo programa, está disponibilizada no Apêndice A. Os elementos estruturais do edifício completamente calculados com o auxílio do *software* estão ilustrados na Figura 35.

Figura 35 – Estrutura completa lançada no *software* Eberick



Fonte: Autor (2020).

### 4.2 PLANILHAS DO EXCEL

As planilhas de dimensionamento realizadas na ferramenta Excel para o cálculo manual dos elementos selecionados estão disponibilizadas em formato de figuras no Apêndice B.

Apenas um exemplo de cada elemento estrutural foi escolhido para ser apresentado. Logo, os cálculos demonstrados nas Figuras A1, A2 e A3 são, respectivamente, da laje L1, da viga V2 e do pilar P1.

#### 4.3 CÁLCULO MANUAL DAS LAJES

Os resultados a seguir são apenas do pavimento analisado manualmente (2º pavimento). Considerando que todos os pavimentos tipo possuem os mesmos resultados para as lajes, foi possível chegar a um comparativo entre os resultados do *software* Eberick e do cálculo manual para todas as lajes desses pavimentos.

A Tabela 19 demonstra quais lajes e interseções de lajes são iguais a outras. Isso significa que, as lajes e interseções especificadas nas próximas tabelas e gráficos, possuem os mesmos valores de resultados para as suas idênticas.

Tabela 19 – Lajes e interseções de lajes iguais

<b>Interseções</b>	<b>Lajes</b>
L1/L3 = L2/L4 = L32/L30 = L33/L31	L1 = L2 = L32 = L33
L1/L5 = L2/L6 = L32/L23 = L33/L24	L3 = L4 = L30 = L31
L3/L5 = L4/L6 = L30/L23 = L31/L24	L5 = L6 = L23 = L24
L3/L7 = L4/L10 = L30/L26 = L31/L29	L7 = L10 = L26 = L29
L3/L8 = L4/L9 = L30/L27 = L31/L28	L8 = L9 = L27 = L28
L5/L6 = L23/L24	L11 = L12 = L22 = L25
L5/L8 = L6/L9 = L23/L27 = L24/L28	L13 = L16 = L18 = L21
L5/L11 = L6/L12 = L23/L22 = L24/L25	L14 = L15 = L19 = L20
L5/L13 = L6/L16 = L23/L18 = L24/L21	L17
L5/L14 = L6/L15 = L23/L19 = L24/L20	
L7/L8 = L10/L9 = L26/L27 = L29/L28	
L7/L11 = L10/L12 = L26/L22 = L29/L25	
L8/L11 = L9/L12 = L27/L22 = L28/L25	
L11/L13 = L12/L16 = L22/L18 = L25/L21	
L13/L14 = L16/L15 = L18/L19 = L21/L20	
L14/L17 = L15/L17 = L19/L17 = L20/L17	
L14/L15 = L19/L20	

Fonte: Autor (2020).

### 4.3.1 Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento realizado para a espessura de cada laje respeitou todos os valores mínimos especificados em norma.

Todas as dimensões definidas inicialmente foram devidamente verificadas e nenhuma precisou ser redimensionada. Tanto para cálculo manual quanto para dimensionamento do *software* Eberick, as dimensões de seção de concreto foram as mesmas quando comparadas. Sendo assim, a análise de custos para as lajes foi feita apenas para a quantidade de aço necessária para as armaduras, pois a quantidade de madeira para formas e o volume de concreto possuem os mesmos valores finais para ambos os métodos.

A Tabela 20 traz os valores dos vãos efetivos (utilizados para o pré-dimensionamento) e das espessuras definidas para cada laje.

Tabela 20 – Dimensões das lajes

Laje	Lx (cm)	Ly (cm)	Espessura (cm)	Espessura usada (cm)
L1	193	247,5	4,8	8
L3	322,5	422,5	8,1	8
L5	320	662	8	8
L7	137,5	307,5	3,4	8
L8	115	137,5	2,9	8
L11	272,5	312,5	6,8	8
L13	172,5	471	4,3	8
L14	121,5	172,5	3	8
L17	243	380	6,1	8

Fonte: Autor (2020).

### 4.3.2 Cargas

As cargas acidentais foram definidas conforme o grupo do tipo de uso e, portanto, foram as mesmas tanto no *software* Eberick quanto no cálculo manual. As cargas provenientes do peso próprio (P.P.) de cada laje também foram iguais para ambas as metodologias de cálculo, pois as dimensões consideradas são as mesmas, assim como o valor da massa específica do concreto armado (25 kN/m<sup>3</sup>). As únicas cargas que sofreram variações foram as decorrentes do revestimento (Rev.). O *software* considerou cargas distintas para o revestimento em cada local

do residencial. Já no cálculo manual, foi arbitrada uma única carga, com valor de 1,5 kN/m<sup>2</sup>, para todas as lajes. A Tabela 21 traz o grupo do tipo de uso e a Tabela 22 traz os valores das cargas para cada laje do 2º pavimento.

Tabela 21 – Grupo de uso

Laje	Grupo
L1	Residencial - Sala
L3	Residencial - Dormitórios
L5	Residencial - Sala
L7	Residencial - Sanitários
L8	Residencial - Corredores dentro de unidades
L11	Residencial - Dormitórios
L13	Residencial - Área de serviço
L14	Residencial - Corredores dentro de unidades
L17	Residencial - Áreas de uso comum

Fonte: Autor (2020).

Tabela 22 – Cargas verticais nas lajes

Laje	Carga (kN/m <sup>2</sup> )			
	Acidental	P.P.	Rev. (Eberick)	Rev. (Manual)
L1	1,5	2	1,545	1,5
L3	1,5	2	1,545	1,5
L5	1,5	2	1,545	1,5
L7	1,5	2	1,815	1,5
L8	1,5	2	1,545	1,5
L11	1,5	2	1,545	1,5
L13	2	2	1,545	1,5
L14	1,5	2	1,545	1,5
L17	3	2	1,545	1,5

Fonte: Autor (2020).

#### 4.3.3 Esforços finais de cálculo

Os esforços finais de cálculo presentes nas lajes calculados pelos dois métodos foram os momentos fletores positivos (Md) nas duas direções (“x” e “y”) e os momentos fletores negativos (Xd) presentes nas interseções de lajes. Ressalto que foram analisadas as compatibilizações de momentos para todas as lajes. A Tabela 23 traz os resultados de momentos fletores positivos nas duas direções analisadas calculados manualmente e pelo *software*.

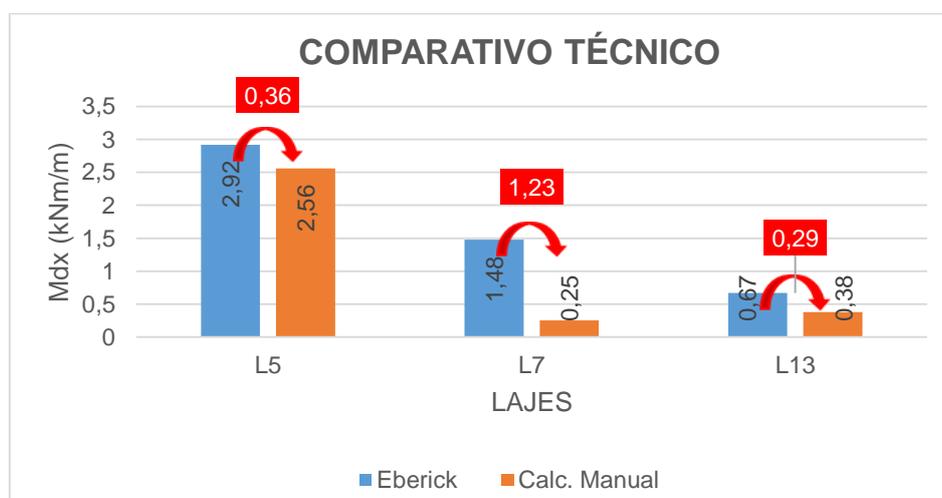
Tabela 23 – Resultados de momentos fletores positivos de cálculo

Laje	Direção x		Direção y	
	Eberick	Calc. Manual	Eberick	Calc. Manual
	Md (kNm/m)	Md (kNm/m)	Md (kNm/m)	Md (kNm/m)
L1	1,17	0,53	1,51	0,90
L3	3,12	1,48	4,15	2,66
L5	2,92	2,56	1,43	0,73
L7	1,48	0,25	0,75	0,66
L8	1,30	0,19	1,01	0,13
L11	1,50	0,98	1,18	1,26
L13	0,67	0,38	1,79	1,15
L14	0,22	0,13	0,24	0,25
L17	3,24	1,77	2,63	1,26

Fonte: Autor (2020).

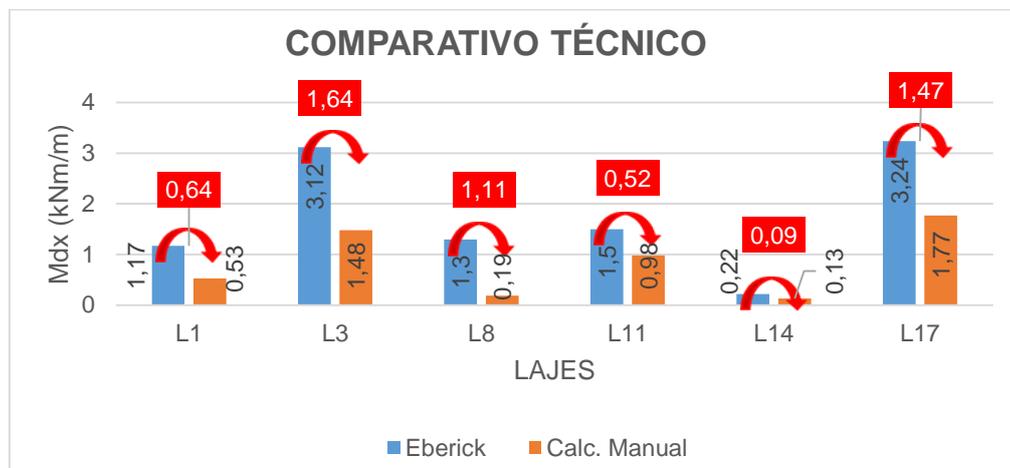
Os gráficos a seguir trazem o comparativo técnico dos resultados de momento fletor positivo encontrados nos dois cálculos, além da diferença existente de um para o outro. Os Gráficos 1 e 2 consideram os resultados obtidos para a direção “x”. Já os Gráficos 3 e 4 comparam os resultados encontrados para a direção “y”. As lajes que compõe os Gráficos 1 e 3 possuem armadura em apenas uma direção. Diferentemente das lajes que estão presentes nos Gráficos 2 e 4, que são armadas nas duas direções.

Gráfico 1 – Comparativo de momentos fletores positivos de cálculo na direção “x”



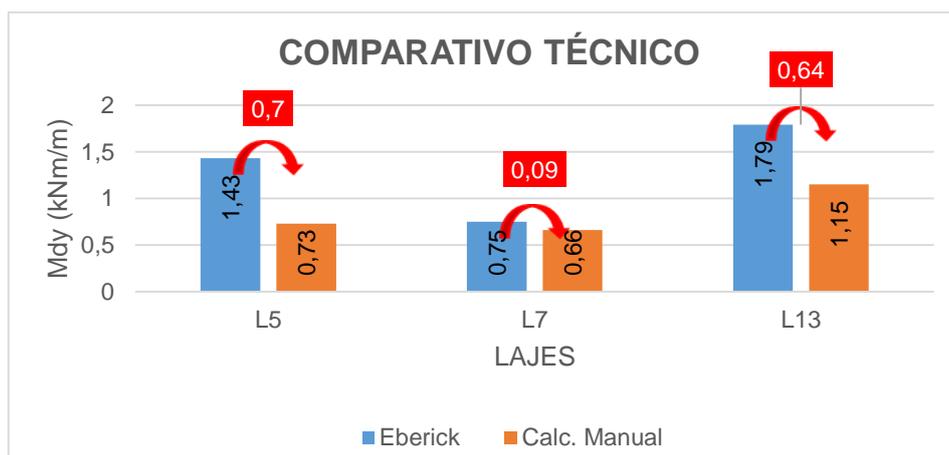
Fonte: Autor (2020).

Gráfico 2 - Comparativo de momentos fletores positivos de cálculo na direção “x”



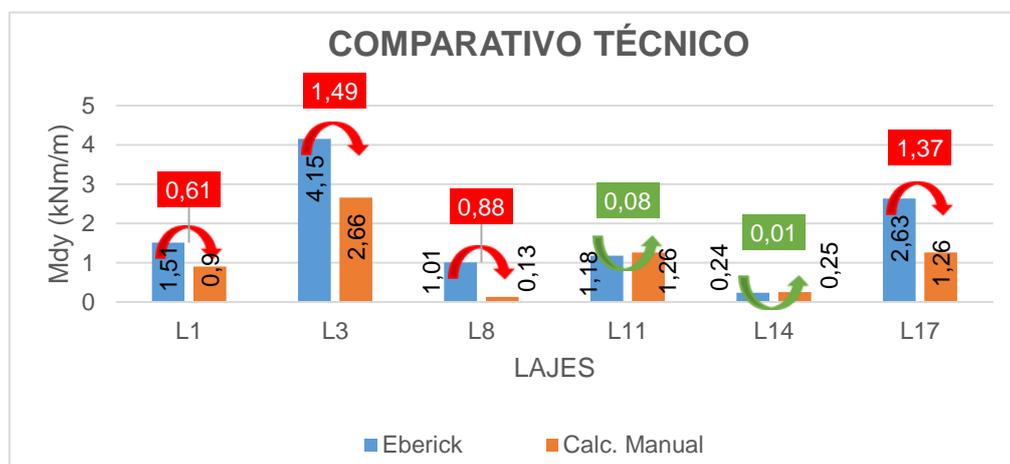
Fonte: Autor (2020).

Gráfico 3 - Comparativo de momentos fletores positivos de cálculo na direção “y”



Fonte: Autor (2020).

Gráfico 4 - Comparativo de momentos fletores positivos de cálculo na direção “y”



Fonte: Autor (2020).

A Tabela 24 traz os resultados de momentos fletores negativos nas interseções de lajes calculados manualmente e pelo programa. Também expressa a diferença encontrada de um método para o outro e qual cálculo considera um valor superior.

Tabela 24 – Resultados e comparativos de momentos fletores negativos de cálculo

Laje	Eberick	Calc. Manual	Diferença	Método com resultado maior
	Xd (kNm)	Xd (kNm)	Xd (kNm)	
L1/L3	6,92	4,06	2,86	Eberick
L1/L5	2,36	2,46	0,1	Calc. Manual
L3/L5	7,28	4,17	3,11	Eberick
L3/L7	2,87	3,89	1,02	Calc. Manual
L3/L8	2,87	3,89	1,02	Calc. Manual
L5/L6	6,37	4,27	2,1	Eberick
L5/L8	8,26	3,42	4,84	Eberick
L5/L11	6,14	3,42	2,72	Eberick
L5/L13	3,57	2,52	1,05	Eberick
L5/L14	1,78	2,39	0,61	Calc. Manual
L7/L8	1,02	0,94	0,08	Eberick
L7/L11	5,92	2,51	3,41	Eberick
L8/L11	3,67	2,01	1,66	Eberick
L11/L13	3,39	2,28	1,11	Eberick
L13/L14	2,05	1,14	0,91	Eberick
L14/L17	6,38	2,46	3,92	Eberick
L14/L15	1,43	0,54	0,89	Eberick

Fonte: Autor (2020).

#### 4.3.4 Armaduras

Com os esforços finais de cálculo definidos, foi possível calcular as armaduras positivas e negativas manualmente para fazer o comparativo final de custos das lajes.

Ressalto que, tanto no *software* Eberick quanto no cálculo manual, foi arbitrado um diâmetro mínimo de barras de aço de 6,3 milímetros para as armaduras negativas das lajes. Como essas armaduras ficam “aéreas”, estão mais suscetíveis a deformações devido a ações provocadas antes da concretagem do elemento. Por tanto, um diâmetro mais espesso de barra pode auxiliar nessa questão. Essa foi uma escolha visando um melhor controle do projeto estrutural, sem que haja diferenças muito significativas no custo final das barras de aço.

A Tabela 25 traz os resultados de armaduras positivas calculadas pelos dois métodos para todas as lajes do 2º pavimento. Como já era esperado, pois o cobrimento nominal usado foi o mesmo, os comprimentos das barras definidos pelo *software* foram iguais aos encontrados manualmente. Sendo assim, os resultados trazidos são apenas de diâmetro (em mm) necessário da armadura e espaçamento (em cm) entre as barras de aço.

Tabela 25 – Armaduras positivas das lajes

<b>ARMADURAS LONGITUDINAIS POSITIVAS</b>				
<b>Laje</b>	<b>Direção x</b>		<b>Direção y</b>	
	<b>Eberick</b>	<b>Calc. Manual</b>	<b>Eberick</b>	<b>Calc. Manual</b>
L1	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16
L3	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/11	φ 5.0 c/13
L5	φ 5.0 c/11	φ 5.0 c/11	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16
L7	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16
L8	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16
L11	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16
L13	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16
L14	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16
L17	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16	φ 5.0 c/16

Fonte: Autor (2020).

Todos os diâmetros das barras de aço usadas para as armaduras positivas foram de 5 milímetros, como está apresentado na Tabela 25. A única mudança quando são comparados os resultados obtidos pelos dois métodos, está presente na direção “y” da laje L3. Todas as outras lajes possuem a mesma especificação de armadura, pois os resultados de área de aço necessária são iguais para os dois cálculos.

Na laje L3, foi onde existiu a maior diferença de resultados de momento fletor positivo de cálculo na direção “y”. O valor fornecido pelo programa foi 56% maior do que o valor encontrado manualmente. Com isso, a diferença de esforços de cálculo da laje em questão é considerada significativa, pois acarretou em uma necessidade de maior área de aço por metro linear para a armadura calculada pelo *software*.

A Tabela 26 traz os resultados de armaduras negativas calculadas pelas duas formas para todas as interseções de lajes do 2º pavimento. Para essas

armaduras, além do comparativo de diâmetros (em mm) e espaçamentos (em cm) necessários, é especificado também os comprimentos (em cm) das barras.

Tabela 26 – Armaduras negativas das lajes

<b>ARMADURAS LONGITUDINAIS NEGATIVAS</b>		
<b>Interseção</b>	<b>Eberick</b>	<b>Calc. Manual</b>
L1/L3	φ 6.3 c/9 C=135	φ 6.3 c/11 C=173
L1/L5	φ 6.3 c/16 C=178	φ 6.3 c/16 C=171
L3/L5	φ 6.3 c/11 C=141	φ 6.3 c/16 C=171
L3/L7	φ 6.3 c/16 C=199	φ 6.3 c/12 C=173
L3/L8	φ 6.3 c/16 C=199	φ 6.3 c/12 C=173
L5/L6	φ 6.3 c/10 C=274	φ 6.3 c/10 C=171
L5/L8	φ 6.3 c/12 C=164	φ 6.3 c/13 C=171
L5/L11	φ 6.3 c/14 C=143	φ 6.3 c/14 C=171
L5/L13	φ 6.3 c/16 C=122	φ 6.3 c/16 C=171
L5/L14	φ 6.3 c/16 C=292	φ 6.3 c/16 C=171
L7/L8	φ 6.3 c/16 C=91	φ 6.3 c/16 C=80
L7/L11	φ 6.3 c/11 C=249	φ 6.3 c/16 C=148
L8/L11	φ 6.3 c/16 C=231	φ 6.3 c/16 C=148
L11/L13	φ 6.3 c/16 C=124	φ 6.3 c/16 C=148
L13/L14	φ 6.3 c/16 C=209	φ 6.3 c/16 C=98
L14/L17	φ 6.3 c/10 C=225	φ 6.3 c/12 C=133
L14/L15	φ 6.3 c/16 C=60	φ 6.3 c/16 C=72

Fonte: Autor (2020).

Todas as armaduras negativas tiveram distinção de comprimentos quando são comparados os dois resultados. Isso ocorre pois a análise de grelhas do programa consegue realizar um cálculo mais “refinado” para todas as regiões com momentos fletores negativos das lajes.

As diferenças de espaçamento de barras estão presentes nas interseções L1/L3, L3/L5, L3/L7, L3/L8, L5/L8, L7/L11 e L14/L17. Ao analisar os momentos fletores negativos, é possível observar que exatamente essas interseções possuem maior distinção dos valores ao realizar a comparação. Com isso, as diferenças técnicas nessas regiões são consideradas significativas.

Também foi realizado o cálculo para as armaduras negativas de bordo. Essas armaduras estão presentes nas bordas das lajes, onde não há continuidade do outro lado do apoio.

A Tabela 27 expressa os resultados obtidos pelo programa e manualmente.

Tabela 27 – Armaduras negativas de bordo das lajes

Laje	Direção x		Direção y	
	Eberick	Calc. Manual	Eberick	Calc. Manual
L1	φ 6.3 c/16 C=44	φ 6.3 c/16 C=36	φ 6.3 c/16 C=44	φ 6.3 c/16 C=57
L3	φ 6.3 c/16 C=59	φ 6.3 c/16 C=71	φ 6.3 c/16 C=59	φ 6.3 c/16 C=91
L7	φ 6.3 c/16 C=49	φ 6.3 c/16 C=34	φ 6.3 c/16 C=49	φ 6.3 c/16 C=36
L11	φ 6.3 c/16 C=51	φ 6.3 c/16 C=69	–	–
L13	φ 6.3 c/16 C=49	φ 6.3 c/16 C=41	φ 6.3 c/16 C=49	φ 6.3 c/16 C=30
L17	φ 6.3 c/16 C=44	φ 6.3 c/16 C=82	–	–

Fonte: Autor (2020).

Nos resultados de armaduras negativas de bordo, as diferenças de armaduras estão presentes apenas nos comprimentos de barras. Como já foi explanado, isso ocorre pois a análise das regiões de lajes com momentos fletores negativos tem uma precisão mais elevada quando feita pelo programa.

#### 4.3.5 Custo final

Após o cálculo das armaduras longitudinais de todas as lajes e o levantamento de comprimentos e quantidades para cada barra de aço, foi realizada uma estimativa de custo final para os resultados obtidos pelos dois métodos. As quantias levantadas para o 2º pavimento são as mesmas para os outros pavimentos tipo. Ou seja, o comparativo de custos das lajes foi realizado para todas as lajes dos cinco pavimentos tipo.

As tabelas do Sistema Nacional de Preços e Índices para a Construção Civil (SINAPI) da região do Rio Grande do Sul foram usadas como referência para determinação de valores de cada barra de aço utilizada (Tabela 28). O relatório de insumos e composições utilizado foi de Abril de 2020. Ressalto que os valores determinados levam em consideração apenas o insumo e, não a mão-de-obra.

Tabela 28 – Valores das barras de aço

Diâmetro da barra (mm)	5,0	6,3	8,0	10,0	12,5	16,0	20,0
Custo unitário (R\$)	12,21	19,89	32,02	46,72	64,20	100,61	182,72

Fonte: SINAPI (2020).

A Tabela 29 informa a quantidade total de barras de aço para cada diâmetro escolhido e, a Tabela 30, traz o comparativo final de custos para estas armaduras.

Tabela 29 – Quantidade total de barras de aço para as armaduras das lajes

Diâmetro da barra (mm)	Eberick		Cálculo manual	
	Quantidade (m)	nº de barras	Quantidade (m)	nº de barras
5,0	17964,60	1497	17630,60	1470
6,3	10407,60	868	9351,55	780

Fonte: Autor (2020).

Tabela 30 – Comparativo de custos das lajes

Custo final		
Eberick	Cálculo manual	Diferença
R\$ 35.542,90	R\$ 33.462,90	R\$ 2.080,00

Fonte: Autor (2020).

Chegou-se a uma diferença final nos custos de R\$ 2.080,00 para a execução de todas as lajes dos cinco pavimentos tipo. O cálculo realizado manualmente teve uma melhor economia quando comparado com o feito pelo *software* Eberick.

#### 4.4 CÁLCULO MANUAL DOS PÓRTICOS

Para o cálculo manual das vigas e dos pilares do 2º pavimento foi utilizado o modelo estrutural de pórticos planos.

Apenas alguns pórticos serão analisados manualmente, diferentemente das lajes, onde todas foram dimensionadas. Essa seleção ocorre pois foi definido que para o cálculo manual, a modelagem estrutural (posição de vigas e pilares) deve se manter a mesma desde o pavimento térreo até o pavimento de cobertura. Tal situação só é encontrada em 11 pórticos da estrutura. Todos as vigas presentes nos pórticos escolhidos foram calculadas. Porém, apenas um determinado número de pilares foi analisado, pelo fato de que outros desses elementos também fazem parte de pórticos que não foram selecionados.

No *software* Ftool, não é possível lançar os pórticos com um ângulo de inclinação provocado pelo desaprumo da estrutura. Com isso, tanto no *software* Eberick quanto no cálculo manual, esses efeitos foram desconsiderados.

A Tabela 31 traz quais vigas e pilares foram os escolhidos para serem dimensionados manualmente.

Tabela 31 – Vigas e pilares dos pórticos selecionados

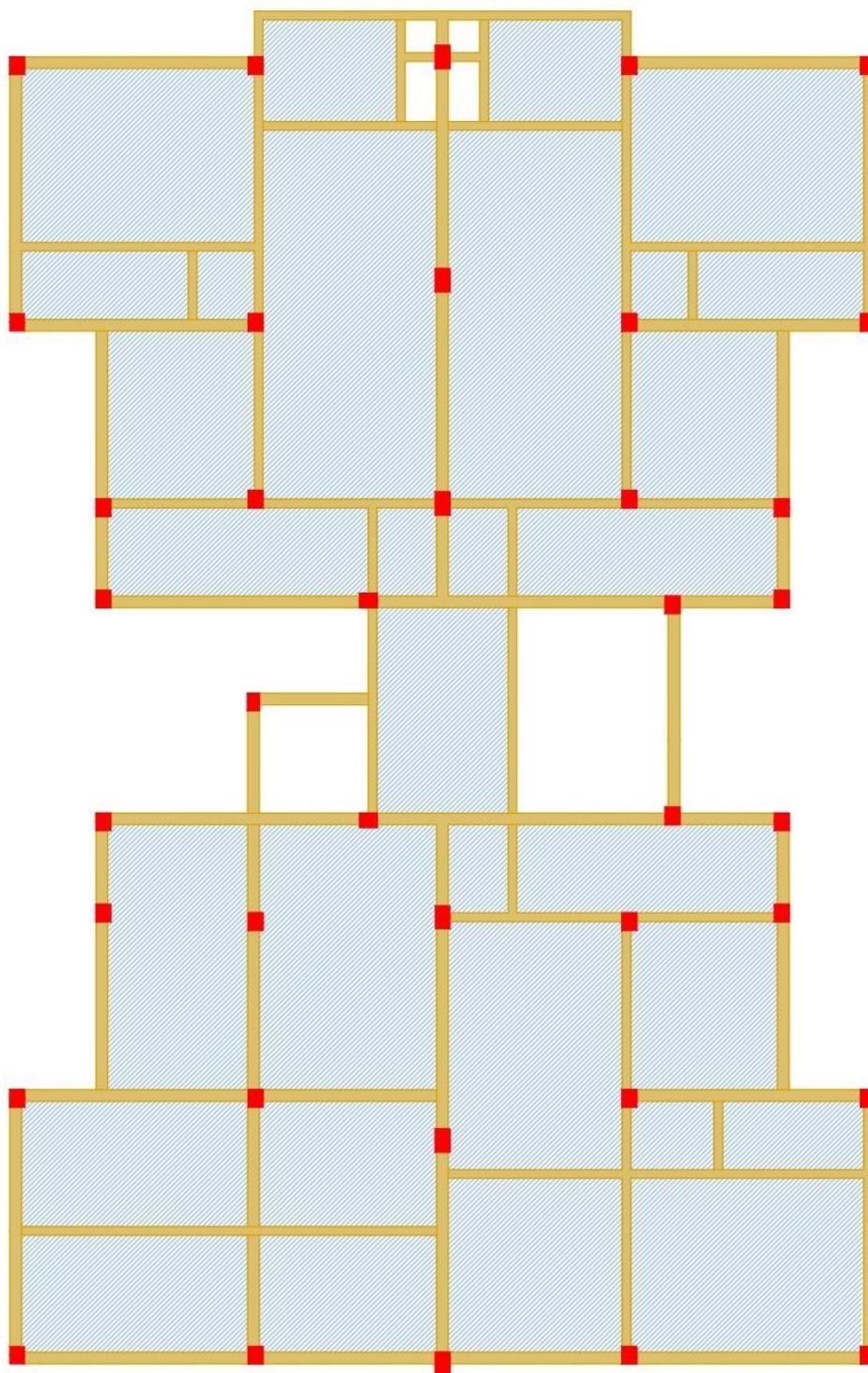
<b>Pórtico</b>	
<b>Viga</b>	<b>Pilar</b>
V2 = V4	P1 = P5
V8 = V9	P2 = P4
V26 = V51	P7 = P10
V28 = V49	P8 = P9
V33 = V44	P6
V38	

Fonte: Autor (2020).

As Figuras 36 e 37 trazem uma planta de formas simplificada, respectivamente, do pavimento térreo e dos pavimentos tipo. Importante ressaltar que o pavimento de cobertura possui o mesmo modelo de posições de vigas e pilares dos pavimentos tipo.

Ao comparar as duas figuras, é possível observar quais pórticos possuem a modelagem igual desde o primeiro pavimento até o último. Na Figura 37 estão destacados todos os pórticos que foram selecionados, assim como a nomenclatura de vigas e pilares calculados manualmente.

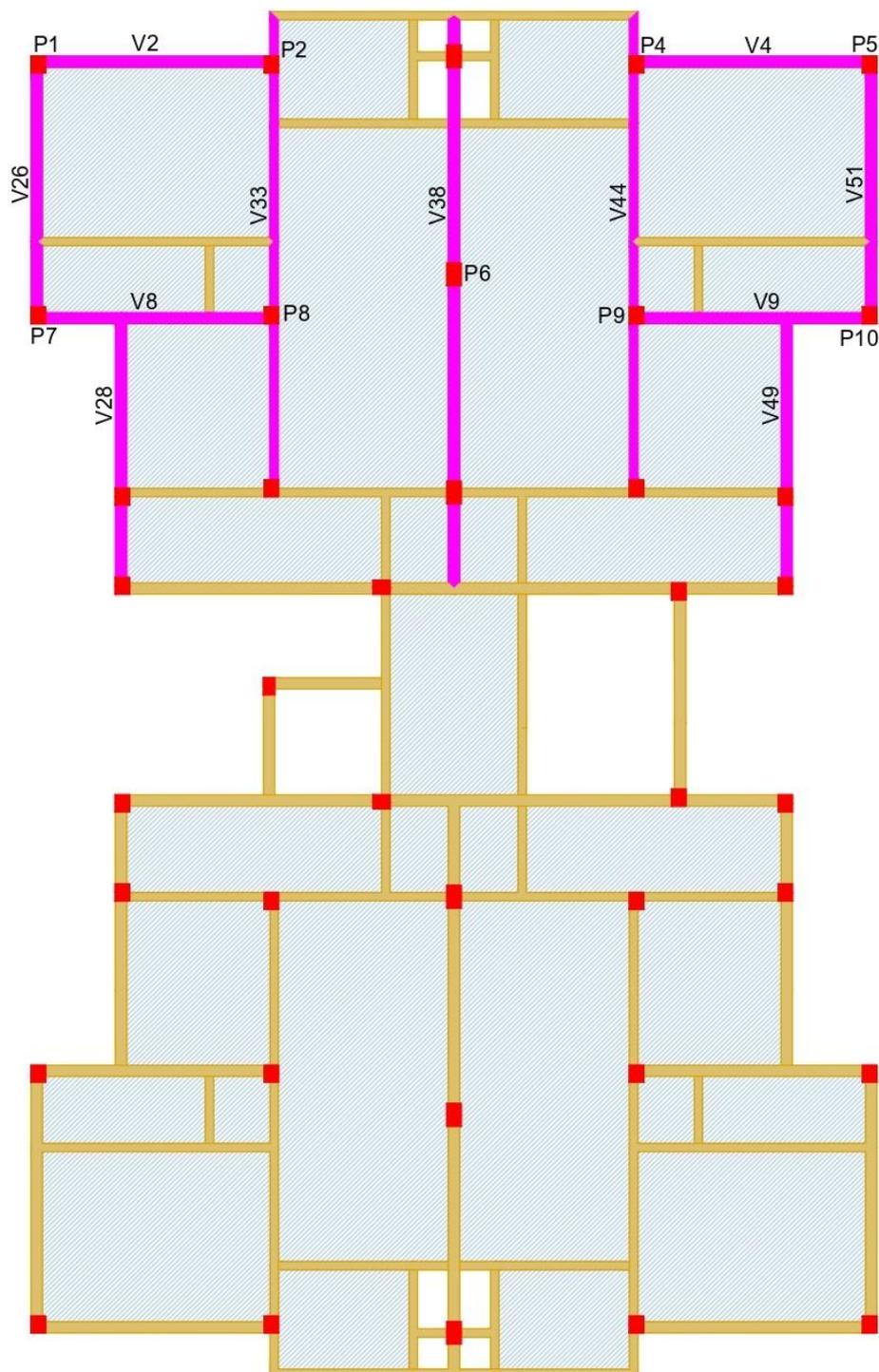
Figura 36 – Planta de forma simplificada do pavimento térreo



LEGENDA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIIS	
	VIGA
	LAJE
	PILAR

Fonte: Autor (2020).

Figura 37 – Planta de forma simplificada dos pavimentos tipo



LEGENDA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	
	PÓRTICO SELECIONADO PARA CÁLCULO MANUAL
	VIGA
	LAJE
	PILAR

Fonte: Autor (2020).

#### 4.4.1 Pré-dimensionamento das vigas

Para determinar a altura inicial das vigas, foi usado o cálculo especificado na metodologia. Já para a dimensão de largura, foi levado em conta as duas espessuras de paredes presentes no projeto arquitetônico (15 e 20 cm).

As devidas verificações foram realizadas e as todas seções definidas no pré-dimensionamento mantiveram-se as mesmas para os dois métodos. Em consequência disso, assim como aconteceu com as lajes, o comparativo de custos das vigas se dará apenas para a quantidade de barras de aço necessárias para as armaduras.

As dimensões das vigas que foram selecionadas estão especificadas na Tabela 32.

Tabela 32 – Dimensões das vigas

<b>Viga</b>	<b>Seção em cm (largura x altura)</b>
V2	20x35
V8	20x40
V26	20x40
V28	20x30
V33	15x40
V38	20x50

Fonte: Autor (2020).

#### 4.4.2 Pré-dimensionamento dos pilares

O pré-dimensionamento da seção dos pilares foi realizado conforme a metodologia e, após as verificações de cálculo, nenhum precisou ser redimensionado.

Novamente, as dimensões se mantiveram iguais para os dois métodos de cálculo e apenas as armaduras foram utilizadas para o comparativo de custos finais dos pilares.

A Tabela 33 traz os valores finais de seção transversal de concreto para cada pilar selecionado.

Tabela 33 – Dimensões dos pilares

<b>Pilar</b>	<b>Seção em cm</b>
P1	25x30
P2	25x30
P7	25x30
P8	25x30
P6	25x40

Fonte: Autor (2020).

#### 4.4.3 Cargas

As cargas verticais presentes em cada pórtico são provenientes do peso próprio dos elementos (P.P), das reações repassadas pelas lajes e de construção de paredes previstas no projeto arquitetônico.

O peso próprio usado foi o mesmo para os dois métodos, pois as seções de concreto se mantiveram iguais. A carga das paredes também tiveram mesmo valor, pelo fato de que foram definidos os mesmos blocos de vedação e as mesmas alturas de parede para ambos os cálculos.

Houve uma mudança de cargas verticais, ao comparar a análise do programa com a manual, na questão das reações repassadas das lajes para as vigas dos pórticos.

Também houveram diferenças em cargas concentradas provocadas por vigas apoiadas nas vigas dos pórticos selecionados. Esses elementos também foram calculados manualmente para poder obter as reações repassadas para as vigas em questão.

As cargas verticais distribuídas presentes nas vigas dos pórticos estão especificadas na Tabela 34. Algumas vigas possuem variação nos seus vãos. Para nomenclatura desses vãos, analisando a Figura 37, a ordem crescente é da esquerda para a direita nas vigas horizontais e, de baixo para cima, nas vigas verticais.

Tabela 34 – Cargas verticais nas vigas

Viga	Cargas (kN/m)			
	P.P.	Parede	Lajes (Eberick)	Lajes (Manual)
V2	1,75	3,47	3,40	3,61
V8	2,00	3,39	1,54 (vão 1) 11,59 (vão 2) 3,04 (vão 3)	1,95 (vão 1) 6,45 (vão 2) 5,93 (vão 3)
V26	2,00	3,39	1,48 (vão 1) 3,86 (vão 2)	1,27 (vão 1) 2,98 (vão 2)
V28	1,50	3,54	1,61 (vão 1) 2,17 (vão 2)	1,75 (vão 1) 2,70 (vão 2)
V33	1,50	2,63 (vão 1/3/4) 0,00 (vão 2) 1,12 (vão 5)	10,23 (vão 1) 12,78 (vão 2) 13,48 (vão 3) 19,17 (vão 4) 0,83 (vão 5)	10,79 (vão 1) 7,74 (vão 2) 11,21 (vão 3) 6,89 (vão 4) 1,74 (vão 5)
V38	2,50	3,25	3,71 (vão 1) 14,57 (vão 2) 11,60 (vão 3) 0,00 (vão 4/5)	1,9 (vão 1) 12,12 (vão 2/3) 0,00 (vão 4/5)

Fonte: Autor (2020).

Para análise das cargas concentradas horizontais, foi considerada a ação do vento em todas as direções. A Tabela 35 apresenta o comparativo dos parâmetros para cálculo da força de arrasto do vento nos pórticos em cada pavimento.

Tabela 35 – Comparativo de coeficientes para cálculo da força do vento

Pavimento	Nível (m)	S2		Ca (x)		Ca (y)	
		Eberick	Manual	Eberick	Manual	Eberick	Manual
Cobertura	16,50	0,89	0,89	1,22	1,22	0,98	0,97
6º	13,75	0,87	0,87	1,22	1,22	0,98	0,97
5º	11,00	0,84	0,84	1,22	1,22	0,98	0,97
4º	8,25	0,81	0,81	1,22	1,22	0,98	0,97
3º	5,50	0,77	0,77	1,22	1,22	0,98	0,97
2º	2,75	0,70	0,71	1,22	1,22	0,98	0,97
Térreo	0,00	0,33	0,00	1,22	1,22	0,98	0,97

Fonte: Autor (2020).

O *software* informa uma média das forças de arrasto do vento para as duas direções (“x” e “y”) presentes em cada pavimento da estrutura. No método manual, não é possível chegar a uma média dessas forças para todo o pavimento, pelo fato de que apenas alguns pórticos foram calculados. Com isso, realizar um comparativo dos resultados de forças horizontais médias encontradas pelas duas metodologias não seria condizente com a realidade.

#### 4.4.4 Esforços finais de cálculo das vigas

Os esforços finais presentes nas vigas usados para cálculo, foram os momentos fletores positivos (Md+), momentos fletores negativos (Md-) e esforços cortantes (Vd).

Ao longo dos vãos de cada viga selecionada, existiram variações desses esforços. Apenas os resultados com valores máximos foram analisados tecnicamente, pois é onde existe o ponto crítico do elemento para cada esforço.

A Tabela 36 traz os resultados dos esforços finais de cálculo máximos das vigas. Vale ressaltar que os diagramas analisados no programa foram com as combinações da envoltória de momentos fletores de cálculo.

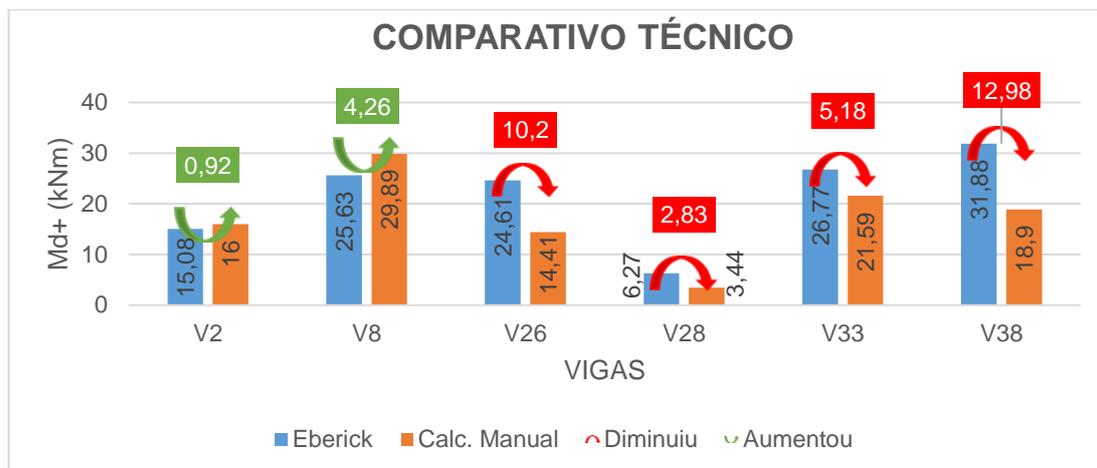
Tabela 36 – Resultados de esforços máximos de cálculo das vigas

Viga	Md+ (kNm)		Md- (kNm)		Vd (kN)	
	Eberick	Manual	Eberick	Manual	Eberick	Manual
V2	15,08	16,00	38,83	38,10	35,80	30,90
V8	25,63	29,89	55,35	57,97	53,50	59,52
V26	24,61	14,41	45,27	46,23	52,70	47,30
V28	6,27	3,44	13,60	7,23	21,40	12,88
V33	26,77	21,59	54,27	55,98	78,80	58,79
V38	31,88	18,90	63,97	36,10	68,80	48,23

Fonte: Autor (2020).

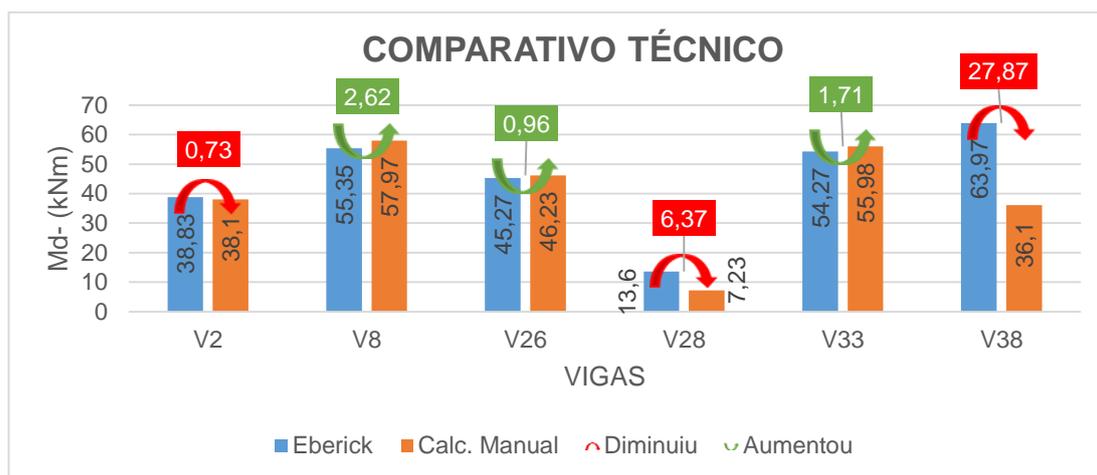
O comparativo entre os resultados obtidos pelo *software* e pelo cálculo manual estão ilustrados nos Gráficos 5, 6 e 7.

Gráfico 5 – Comparativo de momentos fletores positivos máximos de cálculo



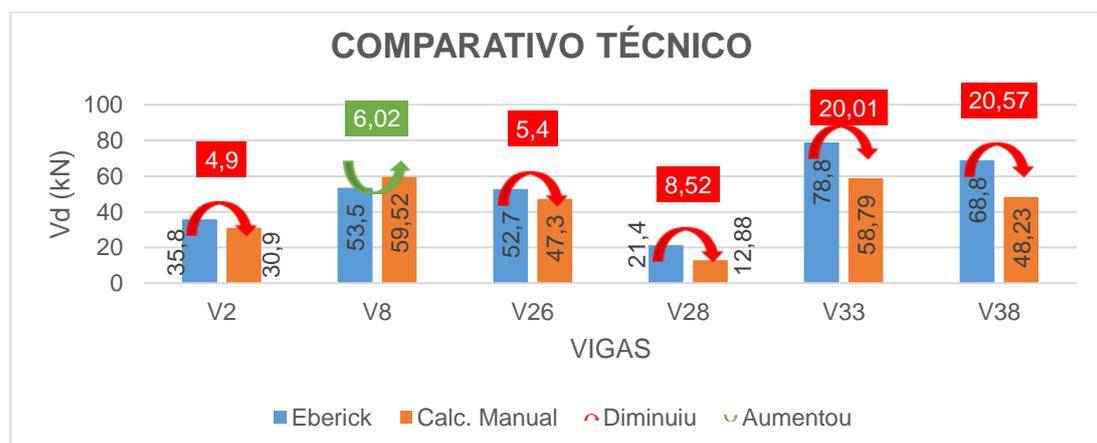
Fonte: Autor (2020).

Gráfico 6 – Comparativo de momentos fletores negativos máximos de cálculo



Fonte: Autor (2020).

Gráfico 7 – Comparativo de esforços cortantes máximos de cálculo



Fonte: Autor (2020).

#### 4.4.5 Armaduras das vigas

Com os esforços finais de cálculo solicitantes nas vigas definidos, foi possível calcular as armadura necessárias desses elementos estruturais.

Como foi citado anteriormente, as vigas possuem variações de esforços ao longo dos seus vãos. As escolhas das armaduras calculadas manualmente para essas variações levaram em conta não só a parte de custos, mas também a questão de praticidade de execução. O mesmo foi definido para o *software* Eberick, onde foi adotado um coeficiente mínimo de mão-de-obra (quantidade de barras) para o dimensionamento das vigas.

A Tabela 37 traz os resultados de diâmetros (em mm) e quantidade de barras de aço para as armaduras longitudinais e diâmetros e espaçamentos (em cm) entre barras para as armaduras transversais das vigas selecionadas. Ressalto que esses são os resultados para o ponto crítico de cada viga, onde estão presentes os maiores esforços, e não para todo o vão.

Tabela 37 – Armaduras longitudinais e transversais das vigas

Viga	Armadura					
	Longitudinal positiva		Longitudinal negativa		Transversal	
	Eberick	Manual	Eberick	Manual	Eberick	Manual
V2	2 $\phi$ 10.0	2 $\phi$ 10.0	3 $\phi$ 12.5	3 $\phi$ 12.5	$\phi$ 5.0 c/18	$\phi$ 5.0 c/18
V8	3 $\phi$ 10.0	3 $\phi$ 10.0	4 $\phi$ 12.5	4 $\phi$ 12.5	$\phi$ 5.0 c/17	$\phi$ 5.0 c/17
V26	2 $\phi$ 10.0	2 $\phi$ 10.0	3 $\phi$ 12.5	3 $\phi$ 12.5	$\phi$ 5.0 c/17	$\phi$ 5.0 c/17
V28	2 $\phi$ 10.0	2 $\phi$ 8.0	2 $\phi$ 10.0	2 $\phi$ 8.0	$\phi$ 5.0 c/15	$\phi$ 5.0 c/15
V33	2 $\phi$ 10.0	2 $\phi$ 10.0	3 $\phi$ 16.0	3 $\phi$ 16.0	$\phi$ 5.0 c/20	$\phi$ 5.0 c/20
V38	2 $\phi$ 10.0	2 $\phi$ 10.0	3 $\phi$ 16.0	3 $\phi$ 10.0	$\phi$ 5.0 c/17	$\phi$ 5.0 c/17

Fonte: Autor (2020).

Todas armaduras transversais se equivaleram para as duas maneiras calculadas. As vigas que possuem armaduras longitudinais distintas quando são comparados os dois resultados são a V28 e a V38.

Na viga V28, as armaduras longitudinais positivas e negativas sofrem alteração. Com isso, foi concluído que as diferenças de esforços fletores nessa viga foram significativos tanto para o positivo quanto para o negativo. O cálculo das armaduras depende também das dimensões do elemento e, é por isso, que as

outras vigas que possuem valores de diferenças mais elevados quando comparados com o da viga V28, não sofrem alteração nos resultados de armaduras.

Já a viga V38, tem uma diferença significativa nos esforços de momento fletor negativo máximo de cálculo. Em consequência disso, a área de aço para a armadura longitudinal nessa região acaba sendo bem mais considerável na análise realizada pelo programa.

No cálculo realizado manualmente, nenhuma viga precisou de armadura de pele. Porém, na análise feita pelo *software*, as vigas V8 e V26 necessitaram desse tipo de armadura. Essa foi mais uma diferença encontrada ao comparar as duas maneiras de cálculo.

#### 4.4.6 Custo final das vigas

Com os cálculos de todas as armaduras das vigas selecionadas realizados, foi feito um comparativo de custos entre os resultados obtidos manualmente e através do programa.

Os resultados de custo final para quantidade de barras de aço foram para as 11 vigas selecionadas do 2º pavimento. Não é possível afirmar que as armaduras definidas para essas vigas são iguais para todos os pavimentos tipo. Os pórticos sofrem ações horizontais distintas ao longo da sua altura, e isso pode acarretar em mudanças significativas de esforços finais de cálculo.

A Tabela 38 traz a quantidade total de todos os diâmetros de barras de aço usadas para as armaduras. Essa quantidade leva em conta todo o vão de cada viga selecionada do 2º pavimento.

Tabela 38 – Quantidade total de barras de aço para as armaduras das vigas

Diâmetro da barra (mm)	Eberick		Cálculo manual	
	Quantidade (m)	nº de barras	Quantidade (m)	nº de barras
5,0	357,42	30	344,58	29
6,3	108,96	10	–	–
8,0	27,08	3	39,92	4
10,0	141,2	12	145,68	13
12,5	134,9	12	78,08	7
16,0	67,03	6	53,04	5

Fonte: Autor (2020).

Com todas as quantidades devidamente levantadas e, novamente considerando os preços definidos pela Tabela 28, foi calculado o custo final para os dois métodos analisados. A Tabela 39 traz o comparativo desses resultados.

Tabela 39 – Comparativo de custos das vigas

<b>Custo final</b>		
<b>Eberick</b>	<b>Cálculo manual</b>	<b>Diferença</b>
R\$ 2.595,95	R\$ 2.042,00	R\$ 553,95

Fonte: Autor (2020).

Ao comparar os dois resultados, observa-se que o cálculo manual tem mais vantagem econômica para a execução das vigas selecionadas do 2º pavimento. A diferença do custo final é de R\$ 553,95.

#### 4.4.7 Esforços finais de cálculo dos pilares

Os esforços finais de cálculo obtidos para os pilares foram os normais de compressão (Nd) e os momentos fletores (Md) nas duas direções (“x” e “y”) presentes no topo e na base do elemento.

Como nos pilares selecionados, os momentos fletores de topo são muito parecido com os de base, foi considerado apenas o maior valor entre eles para fazer a comparação dos resultados encontrados manualmente e pelo programa.

Os resultados para as duas metodologias estão indicados na Tabela 40.

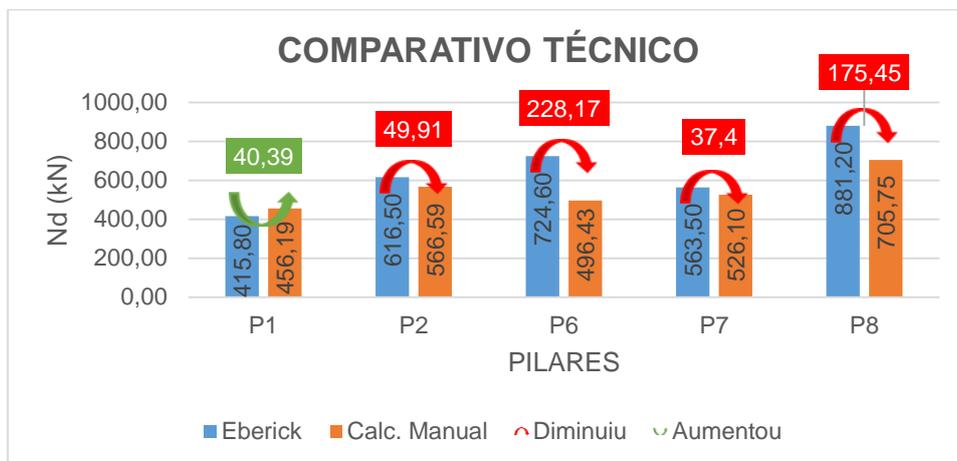
Tabela 40 – Resultados de esforços finais de cálculo dos pilares

<b>Pilar</b>	<b>Nd (kN)</b>		<b>Mdx (kNm)</b>		<b>Mdy (kNm)</b>	
	<b>Eberick</b>	<b>Manual</b>	<b>Eberick</b>	<b>Manual</b>	<b>Eberick</b>	<b>Manual</b>
P1	415,80	456,19	23,62	27,50	21,24	26,10
P2	616,50	566,59	20,61	23,00	24,47	20,67
P6	724,60	496,43	2,67	0,00	9,76	0,00
P7	563,50	526,10	31,31	26,45	23,95	28,79
P8	881,20	705,75	28,58	26,45	24,06	20,67

Fonte: Autor (2020).

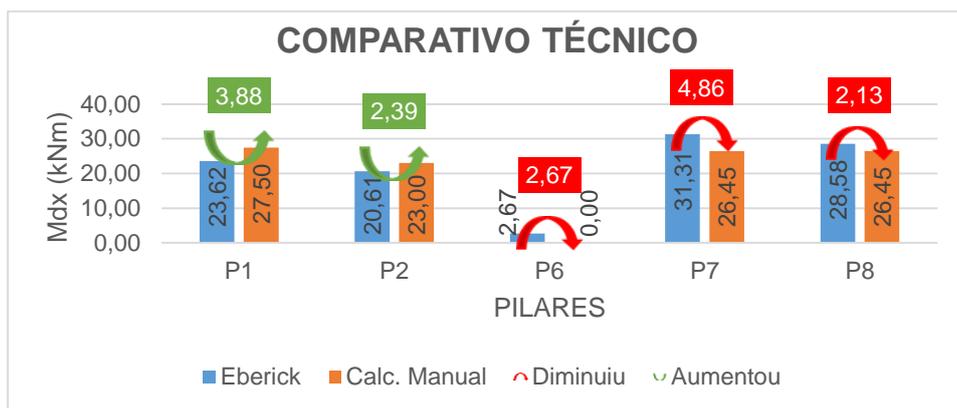
Os Gráficos 8, 9 e 10 trazem os comparativos técnicos desses resultados.

Gráfico 8 – Comparativo de esforços normais de compressão



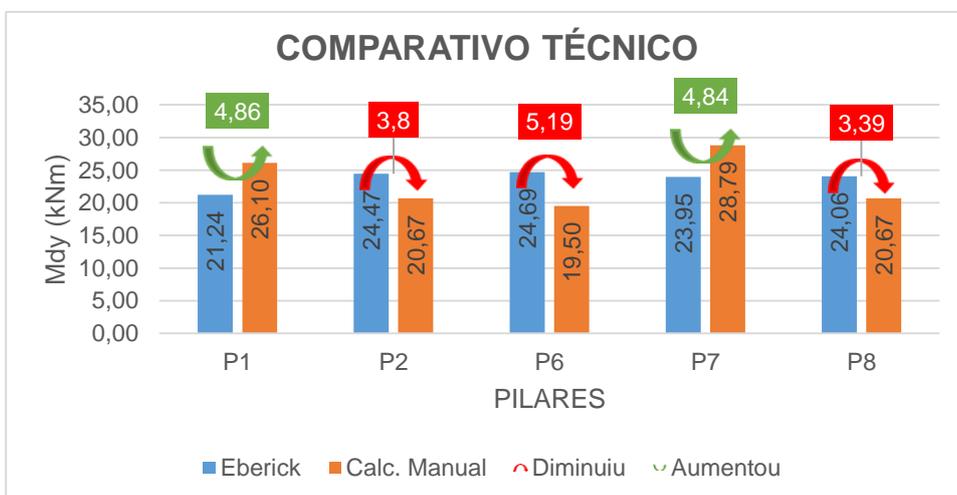
Fonte: Autor (2020).

Gráfico 9 – Comparativo de momentos fletores na direção “x”



Fonte: Autor (2020).

Gráfico 10 – Comparativo de momentos fletores na direção “y”



Fonte: Autor (2020).

Destaco uma diferença importante para os resultados de momentos fletores na direção “x” encontrados pelo cálculo manual no pilar P6. O *software* Eberick considera um certo esforço no pilar em questão, diferentemente do cálculo manual onde o valor é muito próximo de zero. Isso ocorre pois esse pilar só faz parte de um pórtico na direção “y”. Porém, o programa faz uma análise tridimensional, conseguindo encontrar esforços em todas as direções.

#### 4.4.8 Armaduras dos pilares

Após a determinação de todos os esforços de cálculo, foi realizado o cálculo manual para a definição das armaduras dos pilares selecionados do 2º pavimento para comparar com o resultado obtido pelo programa.

O *software* Eberick possui uma ferramenta de otimização, onde pode-se uniformizar as armaduras em toda a seção longitudinal. Em algumas situações, a quantidade de armadura necessária para lances superiores dos pilares podem ser maiores do que para lances inferiores do mesmo. Isso ocorre por conta das mudanças de esforços em cada pavimento. Usualmente, essa opção fornecida pelo programa é habilitada, para que nenhum pilar do projeto possua armaduras maiores em níveis acima do analisado em questão.

Como o cálculo manual foi realizado apenas para o 2º pavimento, não foi utilizada a ferramenta de otimização de armaduras no programa. Assim, é possível fazer um comparativo de resultados apenas para o pavimento analisado, sem levar em consideração os resultados obtidos nos outros níveis da estrutura.

A Tabela 41 traz os resultados de diâmetros (em mm) de barras de aço escolhidas para as armaduras longitudinais e transversais dos pilares selecionados.

Tabela 41 – Armaduras para os pilares

Pilar	Armadura			
	Longitudinal		Transversal	
	Eberick	Manual	Eberick	Manual
P1	4 $\phi$ 10.0	4 $\phi$ 10.0	$\phi$ 5.0 c/12	$\phi$ 5.0 c/12
P2	4 $\phi$ 10.0	4 $\phi$ 10.0	$\phi$ 5.0 c/12	$\phi$ 5.0 c/12
P6	6 $\phi$ 10.0	6 $\phi$ 10.0	$\phi$ 5.0 c/12	$\phi$ 5.0 c/12
P7	4 $\phi$ 10.0	4 $\phi$ 10.0	$\phi$ 5.0 c/12	$\phi$ 5.0 c/12
P8	4 $\phi$ 10.0	4 $\phi$ 10.0	$\phi$ 5.0 c/12	$\phi$ 5.0 c/12

Fonte: Autor (2020).

Além dessas armaduras especificadas, também foi detectada a necessidade de estribos complementares para a proteção da armadura longitudinal posicionada no centro das duas faces do pilar P6. Essa particularidade foi obtida tanto pelo cálculo manual, quanto pelo *software*.

Como os resultados de armaduras foram iguais para todos os pilares, é concluído que nenhuma diferença existente entre os esforços finais de cálculo seja significativa.

#### 4.4.9 Custo final dos pilares

Assim como para as vigas, as armaduras calculadas para o pavimento em questão não são necessariamente iguais para os outros pavimentos. Em consequência dos esforços horizontais, os momentos fletores de cálculo mudam em cada nível da estrutura. Com isso, o levantamento de materiais e custos para as armaduras dos pilares foi realizado apenas para o pavimento analisado.

A Tabela 42 traz a quantidade de barras de aço necessárias para cada diâmetro das armaduras calculadas manualmente e pelo programa. Já a Tabela 43 define o comparativo final de custos para cada método.

Tabela 42 – Quantidade total de barras de aço para as armaduras dos pilares

Diâmetro da barra (mm)	Eberick		Cálculo manual	
	Quantidade (m)	nº de barras	Quantidade (m)	nº de barras
5,0	213,21	18	213,21	18
10,0	104,50	9	104,50	9

Fonte: Autor (2020).

Tabela 43 – Comparativo de custos dos pilares

Custo final		
Eberick	Cálculo manual	Diferença
R\$ 640,25	R\$ 640,25	R\$ 0,00

Fonte: Autor (2020).

Conforme é mostrado pela Tabela 43, não existem diferenças de custos para a execução dos pilares quando comparadas as duas maneiras de cálculo.

## 5 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo comparar os resultados técnicos e de custos do cálculo estrutural de um edifício residencial em concreto armado obtidos pelo *software* Eberick e de forma manual.

Ao realizar o comparativo técnico dos elementos selecionados da estrutura, foi concluído que, em geral, o programa considera valores de esforços finais de cálculo maiores quando comparados com os analisados manualmente. De todos os esforços encontrados para as lajes, 83% dos resultados apresentaram valores superiores para o *software*. No caso das vigas, 68% de todos os esforços analisados tiveram valores mais elevados para o programa. E, para os pilares, 67% dos resultados técnicos obtidos no Eberick foram maiores.

Na comparação dos custos desses elementos, pode-se concluir que a execução das lajes e das vigas selecionadas tem um custo final maior com o cálculo realizado pelo programa. Já para os pilares, nenhum método leva vantagem econômica, pois o custo é igual para ambos. Também foi concluído nesse comparativo, que apenas a quantidade de barras de aço para as armaduras é levada em consideração, pois as dimensões de concreto calculadas das duas maneiras se mantêm as mesmas para todos os elementos.

Ao analisar os resultados dos dois cálculos feitos, chegou-se à conclusão de que existem diferenças que são significativas, tanto no quesito técnico, quanto na parte de custos. Quando um método de cálculo apresenta valores de esforços maiores nos elementos estruturais, acaba conseqüentemente resultando em armaduras mais elevadas para os mesmos. Isso ocasiona uma diferença de custos finais para a execução do projeto.

O comparativo não é realizado para toda a estrutura e, por esse motivo, não pode-se ter total certeza de qual cálculo possui custos menos elevados. Porém, dentro do que foi proposto neste trabalho e baseado nos resultados encontrados, é possível chegar em uma estimativa de qual modelo proporciona um projeto estrutural melhor na questão de custos. Foi concluído que o cálculo manual é mais vantajoso quando comparado com o dimensionamento realizado pelo *software* Eberick. Mas, é importante ressaltar, que o processo feito no programa leva muito menos tempo do que o executado manualmente. Existe também a questão de detalhamento gráfico, que o *software* proporciona ao final de todas as verificações.

Por isso, essa é uma situação que necessita ser muito bem pensada pelo projetista em questão. Dependendo das dimensões do edifício, é preciso ser avaliado se a economia de custos encontrada no cálculo manual leva vantagem sobre o tempo de execução do projeto estrutural realizado pelo programa. Para o profissional e para o cliente, na maioria das situações, o tempo é uma variável econômica muito importante. Também ressalto a conclusão de que o *software* Eberick proporciona uma segurança estrutural mais elevada. Isso ocorre pelo fato de que o programa apresenta um modelo com menos simplificações e, sendo assim, mais realista em relação aos esforços presentes na estrutura.

Ao final dos dois dimensionamentos realizados, também foi concluído que ter o conhecimento dos cálculos e análises manuais é de suma importância para realizar um projeto estrutural completo em um *software*. Mesmo considerando algumas diferenças técnicas e de custos, ambas as maneiras de cálculo apresentam, na sua grande maioria, resultados finais compatíveis.

Para futuros trabalhos que possam ter esse tema, fica a sugestão de um comparativo para os elementos de fundações, que não foram aqui abordados. Uma análise de toda a estrutura calculada manualmente também seria recomendado. Porém, sugere-se um edifício de menores dimensões, para que não haja uma diferença tão gritante no tempo de finalização dos projetos realizados pelas duas maneiras de cálculo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5.738**: Concretos – Procedimento para moldagens e corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

\_\_\_\_\_. **NBR 5.739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.

\_\_\_\_\_. **NBR 6.118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 6.120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

\_\_\_\_\_. **NBR 6.123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 7.222**: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

\_\_\_\_\_. **NBR 7.480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 8.522**: Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e deformação à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

\_\_\_\_\_. **NBR 8.681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 12.142**: Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 12.655**: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto armado eu te amo**. 9. ed. São Paulo, SP: Blucher, 2018.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 3. ed. São Paulo, SP: EDUFSCAR, 2007.

MASSARO JUNIOR, Mario. **Manual de concreto armado**. Livraria Nobel SA, 1979-1983. 2 v.

MOURA, José de. Pré-dimensionamento de pilares, vigas e lajes de concreto armado. **Guia da Engenharia**, nov. 2018. Disponível em: <<https://www.guiadaengenharia.com/pre-dimensionamento-concreto-armado/>>. Acesso em: 6 out. 2019.

PETRUCCI, Eladio G. R. **Concreto de cimento Portland**. 13. ed. São Paulo, SP: Globo, 1998.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. São Carlos, SP, 2007. Apostila. Universidade de São Paulo – USP.

PORTO, Thiago Bomjardim; FERNANDES, Danielle Stefane Gualberto. **Curso básico de concreto armado**. São Paulo, SP: Oficinas de Textos, 2015.

SOUZA, João Carlos. Aprenda a pré-dimensionar uma estrutura em concreto armado. **ArchDaily Brasil**, abr. 2018. Disponível em: <<https://www.archdaily.com.br/br/891672/aprenda-a-pre-dimensionar-uma-estrutura-em-concreto-armado>>. Acesso em: 3 out. 2019.

ZATTI, Luciano. **Pilares**. 2017. 12 p. Notas de aula.

**ANEXO A – TABELAS**

Tabela A1 – Esforços atuantes em lajes retangulares

(continua)

<b>LAJE APOIADA EM TODOS OS LADOS</b>									
<b>ly/lx</b>	<b>mx</b>	<b>my</b>	<b>nx</b>	<b>ny</b>	<b>v1</b>	<b>v2</b>	<b>v3</b>	<b>v4</b>	<b>k</b>
<b>1,00</b>	27,20	27,20	–	–	0,250	0,250	0,250	0,250	20,50
<b>1,10</b>	22,40	27,90	–	–	0,227	0,227	0,273	0,273	17,10
<b>1,20</b>	19,10	29,10	–	–	0,208	0,208	0,292	0,292	14,80
<b>1,30</b>	16,80	30,90	–	–	0,192	0,192	0,308	0,308	13,10
<b>1,40</b>	15,00	32,80	–	–	0,179	0,179	0,321	0,321	11,80
<b>1,50</b>	13,70	34,70	–	–	0,167	0,167	0,333	0,333	10,80
<b>1,60</b>	12,70	36,10	–	–	0,156	0,156	0,344	0,344	10,00
<b>1,70</b>	11,90	37,20	–	–	0,145	0,145	0,353	0,353	9,40
<b>1,80</b>	11,30	38,50	–	–	0,139	0,139	0,361	0,361	8,90
<b>1,90</b>	10,80	39,60	–	–	0,131	0,131	0,368	0,368	8,50
<b>2,00</b>	10,40	40,30	–	–	0,125	0,125	0,375	0,375	8,20
<b>LAJE ENGASTADA EM UM LADO (lx)</b>									
<b>ly/lx</b>	<b>mx</b>	<b>my</b>	<b>nx</b>	<b>ny</b>	<b>v1</b>	<b>v2</b>	<b>v3</b>	<b>v4</b>	<b>k</b>
<b>1,00</b>	41,20	29,40	–	11,90	0,402	0,232	0,183	0,183	30,00
<b>1,10</b>	31,90	28,80	–	10,90	0,378	0,218	0,202	0,202	23,70
<b>1,20</b>	25,90	28,90	–	10,10	0,355	0,205	0,220	0,220	19,60
<b>1,30</b>	21,70	29,70	–	9,60	0,331	0,191	0,239	0,239	16,60
<b>1,40</b>	18,80	30,80	–	9,20	0,310	0,179	0,256	0,256	14,50
<b>1,50</b>	16,60	32,30	–	8,90	0,289	0,167	0,272	0,272	12,90
<b>1,60</b>	15,00	33,60	–	8,70	0,272	0,156	0,286	0,286	11,70
<b>1,70</b>	11,90	37,20	–	8,60	0,254	0,145	0,298	0,298	10,80
<b>1,80</b>	12,80	36,20	–	8,40	0,241	0,139	0,310	0,310	10,00
<b>1,90</b>	10,80	39,60	–	8,30	0,229	0,130	0,321	0,321	9,40
<b>2,00</b>	11,40	38,80	–	8,20	0,217	0,125	0,329	0,329	9,00
<b>LAJE ENGASTADA EM UM LADO (ly)</b>									
<b>ly/lx</b>	<b>mx</b>	<b>my</b>	<b>nx</b>	<b>ny</b>	<b>v1</b>	<b>v2</b>	<b>v3</b>	<b>v4</b>	<b>k</b>
<b>1,00</b>	31,40	41,20	11,90	–	0,183	0,183	0,402	0,232	30,00
<b>1,10</b>	27,30	45,10	10,90	–	0,167	0,167	0,422	0,244	26,30
<b>1,20</b>	24,50	48,80	10,20	–	0,153	0,153	0,440	0,254	23,80
<b>1,30</b>	22,40	51,80	9,70	–	0,141	0,141	0,455	0,263	22,00
<b>1,40</b>	21,00	54,30	9,30	–	0,131	0,131	0,468	0,270	20,60
<b>1,50</b>	19,80	55,60	9,00	–	0,122	0,122	0,479	0,277	19,60
<b>1,60</b>	19,00	56,80	8,80	–	0,115	0,115	0,488	0,282	18,90
<b>1,70</b>	18,10	57,50	8,60	–	0,109	0,109	0,498	0,287	18,40
<b>1,80</b>	17,80	58,60	8,40	–	0,102	0,102	0,504	0,292	17,80
<b>1,90</b>	17,40	58,90	8,30	–	0,096	0,096	0,512	0,295	17,40
<b>2,00</b>	17,10	59,20	8,20	–	0,092	0,092	0,517	0,299	17,10

(continua)

<b>LAJE ENGASTADA EM DOIS LADOS (1 lx e 1 ly)</b>									
<b>ly/lx</b>	<b>mx</b>	<b>my</b>	<b>nx</b>	<b>ny</b>	<b>v1</b>	<b>v2</b>	<b>v3</b>	<b>v4</b>	<b>k</b>
<b>1,00</b>	40,20	40,20	14,30	14,30	0,317	0,183	0,317	0,183	39,70
<b>1,10</b>	35,10	42,00	12,70	13,60	0,288	0,167	0,347	0,198	33,10
<b>1,20</b>	30,00	44,00	11,50	13,10	0,264	0,153	0,371	0,212	28,70
<b>1,30</b>	26,50	47,60	10,70	12,80	0,244	0,141	0,391	0,224	25,70
<b>1,40</b>	24,10	51,00	10,00	12,60	0,227	0,131	0,408	0,234	23,50
<b>1,50</b>	22,20	53,00	9,60	12,40	0,211	0,122	0,424	0,243	21,80
<b>1,60</b>	21,00	54,80	9,20	12,30	0,198	0,115	0,437	0,250	20,80
<b>1,70</b>	19,80	56,60	9,00	12,30	0,183	0,108	0,447	0,258	20,10
<b>1,80</b>	19,10	57,70	8,70	12,20	0,176	0,102	0,459	0,263	19,20
<b>1,90</b>	18,40	59,10	8,60	12,20	0,164	0,099	0,467	0,270	18,40
<b>2,00</b>	17,90	60,20	8,40	12,20	0,159	0,091	0,476	0,274	17,80
<b>LAJE ENGASTADA EM DOIS LADOS (2 lx)</b>									
<b>ly/lx</b>	<b>mx</b>	<b>my</b>	<b>nx</b>	<b>ny</b>	<b>v1</b>	<b>v2</b>	<b>v3</b>	<b>v4</b>	<b>k</b>
<b>1,00</b>	63,30	35,10	–	14,30	0,356	0,356	0,144	0,144	43,50
<b>1,10</b>	46,10	23,90	–	12,70	0,341	0,341	0,159	0,159	33,00
<b>1,20</b>	35,50	31,70	–	11,50	0,327	0,327	0,173	0,173	26,10
<b>1,30</b>	28,50	31,20	–	10,70	0,312	0,312	0,188	0,188	21,40
<b>1,40</b>	23,70	31,40	–	10,00	0,297	0,297	0,203	0,203	18,10
<b>1,50</b>	20,40	32,10	–	9,50	0,283	0,283	0,217	0,217	15,70
<b>1,60</b>	19,00	33,30	–	9,20	0,267	0,267	0,233	0,233	13,90
<b>1,70</b>	17,40	35,60	–	8,90	0,255	0,255	0,245	0,245	12,10
<b>1,80</b>	14,60	37,10	–	8,70	0,241	0,241	0,259	0,259	11,40
<b>1,90</b>	13,10	40,10	–	8,50	0,229	0,229	0,271	0,271	10,50
<b>2,00</b>	12,50	42,40	–	8,40	0,217	0,217	0,280	0,280	9,90
<b>LAJE ENGASTADA EM DOIS LADOS (2 ly)</b>									
<b>ly/lx</b>	<b>mx</b>	<b>my</b>	<b>nx</b>	<b>ny</b>	<b>v1</b>	<b>v2</b>	<b>v3</b>	<b>v4</b>	<b>k</b>
<b>1,00</b>	31,10	61,70	14,00	–	0,144	0,144	0,356	0,356	43,50
<b>1,10</b>	31,70	67,20	13,50	–	0,131	0,131	0,369	0,369	40,00
<b>1,20</b>	29,40	71,50	13,00	–	0,120	0,120	0,380	0,380	37,50
<b>1,30</b>	27,80	73,50	12,60	–	0,111	0,111	0,389	0,389	35,70
<b>1,40</b>	26,60	74,60	12,30	–	0,103	0,103	0,397	0,397	34,50
<b>1,50</b>	25,80	75,80	12,20	–	0,096	0,096	0,404	0,404	33,70
<b>1,60</b>	25,20	77,00	12,00	–	0,090	0,090	0,410	0,410	33,10
<b>1,70</b>	24,80	77,00	12,00	–	0,085	0,085	0,415	0,415	32,70
<b>1,80</b>	24,40	77,00	12,00	–	0,080	0,080	0,420	0,420	32,50
<b>1,90</b>	24,20	77,00	12,00	–	0,076	0,076	0,424	0,424	32,20
<b>2,00</b>	24,10	77,00	12,00	–	0,072	0,072	0,428	0,428	32,00

(conclusão)

<b>LAJE ENGASTADA EM TRÊS LADOS (2 ly e 1 lx)</b>									
ly/lx	mx	my	nx	ny	v1	v2	v3	v4	k
1,00	44,10	55,90	16,20	18,30	0,250	0,144	0,303	0,303	53,20
1,10	37,90	60,30	14,80	17,70	0,227	0,131	0,321	0,321	46,60
1,20	33,80	66,20	13,90	17,50	0,208	0,120	0,336	0,336	42,50
1,30	31,00	69,00	13,20	17,50	0,192	0,110	0,349	0,349	39,50
1,40	29,00	72,00	12,70	17,50	0,179	0,103	0,359	0,359	37,30
1,50	27,60	75,20	12,50	17,50	0,166	0,096	0,369	0,369	35,80
1,60	26,50	78,70	12,30	17,50	0,156	0,090	0,377	0,377	34,50
1,70	25,80	82,90	12,20	17,50	0,146	0,084	0,384	0,384	34,00
1,80	25,10	86,80	12,10	17,50	0,138	0,080	0,391	0,391	33,40
1,90	24,80	91,50	12,00	17,50	0,130	0,075	0,396	0,396	32,90
2,00	24,50	97,00	12,00	17,50	0,125	0,071	0,402	0,402	32,40

<b>LAJE ENGASTADA EM TRÊS LADOS (2 lx e 1 ly)</b>									
ly/lx	mx	my	nx	ny	v1	v2	v3	v4	k
1,00	59,50	44,10	18,30	16,20	0,304	0,304	0,250	0,142	53,20
1,10	46,10	43,70	15,50	14,80	0,284	0,284	0,275	0,157	42,40
1,20	37,50	44,80	13,50	13,90	0,264	0,264	0,301	0,171	35,20
1,30	31,80	46,90	12,20	13,30	0,244	0,244	0,327	0,185	30,40
1,40	28,00	50,30	11,20	13,00	0,227	0,227	0,350	0,196	27,00
1,50	25,20	55,00	10,60	12,70	0,211	0,211	0,370	0,208	24,50
1,60	23,30	61,60	10,10	12,50	0,198	0,198	0,387	0,217	22,30
1,70	21,80	70,20	9,70	12,45	0,187	0,187	0,398	0,227	21,00
1,80	20,30	79,60	9,40	12,40	0,176	0,176	0,416	0,232	19,00
1,90	19,50	91,10	9,00	12,35	0,166	0,166	0,428	0,240	18,80
2,00	18,70	101,00	8,80	12,30	0,159	0,159	0,437	0,245	18,60

<b>LAJE ENGASTADA EM TODOS OS LADOS</b>									
ly/lx	mx	my	nx	ny	v1	v2	v3	v4	k
1,00	56,80	56,80	19,40	19,40	0,250	0,250	0,250	0,250	65,80
1,10	46,10	60,30	17,10	18,40	0,227	0,227	0,273	0,273	55,20
1,20	39,40	65,80	15,50	17,90	0,208	0,208	0,292	0,292	48,30
1,30	34,80	73,60	14,50	17,60	0,192	0,192	0,308	0,308	43,50
1,40	31,90	83,40	13,70	17,50	0,179	0,179	0,321	0,321	40,30
1,50	29,60	93,50	13,20	17,50	0,167	0,167	0,333	0,333	37,80
1,60	28,10	98,10	12,80	17,50	0,156	0,156	0,344	0,344	35,80
1,70	26,80	101,10	12,50	17,50	0,144	0,144	0,353	0,353	35,20
1,80	26,00	103,30	12,30	17,50	0,139	0,139	0,361	0,361	34,20
1,90	25,40	104,60	12,10	17,50	0,131	0,131	0,368	0,368	33,40
2,00	25,00	105,00	12,00	17,50	0,125	0,125	0,375	0,375	32,90

Fonte: adaptado pelo autor de Massaro Júnior (1983).

Tabela A2 – Coeficientes k6 e k3

(continua)

Valores de k6			Valores de k3	
fck = 20	fck = 25	fck = 30	CA-50A	CA-60
1447	1158	965	0,323	0,269
726	581	484	0,325	0,271
486	389	324	0,326	0,272
366	293	244	0,327	0,273
294	235	196	0,329	0,274
246	197	164	0,33	0,275
212	169	141	0,331	0,276
186	149	124	0,333	0,277
166	133	111	0,334	0,278
150	120	100,1	0,335	0,28
137	110	91,4	0,337	0,281
126	100,9	84,1	0,338	0,282
117	93,6	78	0,34	0,283
109	87,2	72,7	0,341	0,284
102,2	81,8	68,1	0,343	0,285
96,2	77	64,2	0,344	0,287
91	72,8	60,6	0,346	0,288
86,3	69	57,5	0,347	0,289
82,1	65,7	54,7	0,349	0,29
78,3	62,7	52,2	0,35	0,292
74,9	59,9	49,9	0,352	0,293
71,8	57,5	47,9	0,353	0,294
69	55,2	46	0,355	0,296
66,55	53,2	44,35	0,356	0,297
64,1	51,2	42,7	0,358	0,298
61,9	49,5	41,2	0,359	0,3
59,8	47,9	39,9	0,361	0,301
58	46,4	38,6	0,363	0,302
56,2	45	37,5	0,364	0,304
54,6	43,7	36,4	0,366	0,305
53,1	42,5	35,4	0,368	0,306
51,6	41,3	34,4	0,369	0,308
50,3	40,3	33,5	0,371	0,309
49,1	39,2	32,7	0,373	0,311
47,9	38,3	31,9	0,374	0,312
46,8	37,4	31,2	0,376	0,313
45,7	36,6	30,5	0,378	0,315
44,7	35,8	29,8	0,38	0,316

(conclusão)

43,8	35	29,2	0,382	0,318
42,9	34,3	28,6	0,383	0,319
42	33,6	28	0,385	0,321
41,2	33	27,5	0,387	0,323
40,5	32,4	27	0,389	0,324
39	31,8	26,5	0,391	0,326
39,1	31,2	26	0,393	0,328

Onde

$$k6 = (bw \cdot d^2) / Mk$$

Fonte: adaptado pelo autor de Massaro Júnior (1983).

Tabela A3 – Áreas de aço para armaduras de lajes (cm<sup>2</sup>/m)

Espaçamento (cm)	Diâmetro das barras (mm)				
	5.0	6.3	8.0	10.0	12.5
4	4,91	7,92	12,37	17,81	31,67
5	3,93	6,33	9,90	14,25	25,34
6	3,27	5,28	8,25	11,88	21,11
7	2,80	4,52	7,07	10,18	18,10
8	2,45	3,96	6,19	8,91	15,83
9	2,18	3,52	5,50	7,92	14,08
10	2,07	3,17	4,95	7,13	12,67
11	1,78	2,88	4,50	6,48	11,52
12	1,64	2,64	4,12	5,94	10,56
13	1,51	2,44	3,81	5,48	9,74
14	1,40	2,26	3,53	5,09	9,05
15	1,31	2,11	3,30	4,75	8,45
16	1,23	1,98	3,09	4,45	7,92
17	1,15	1,86	2,91	4,19	7,45
18	1,09	1,76	2,75	3,96	7,04
19	1,03	1,67	2,60	3,75	6,67
20	0,98	1,58	2,47	3,56	6,33

Fonte: adaptado pelo autor de Porto e Fernandes (2015).

Tabela A4 – Áreas de aço para armaduras longitudinais de vigas e pilares

<b>Diâmetro das barras (mm)</b>	<b>Área de aço (cm<sup>2</sup>)</b>
5,0	0,196
6,3	0,31
8,0	0,5
10,0	0,785
12,5	1,22
16,0	2,01
20,0	3,14
25,0	4,91
32,0	8,04

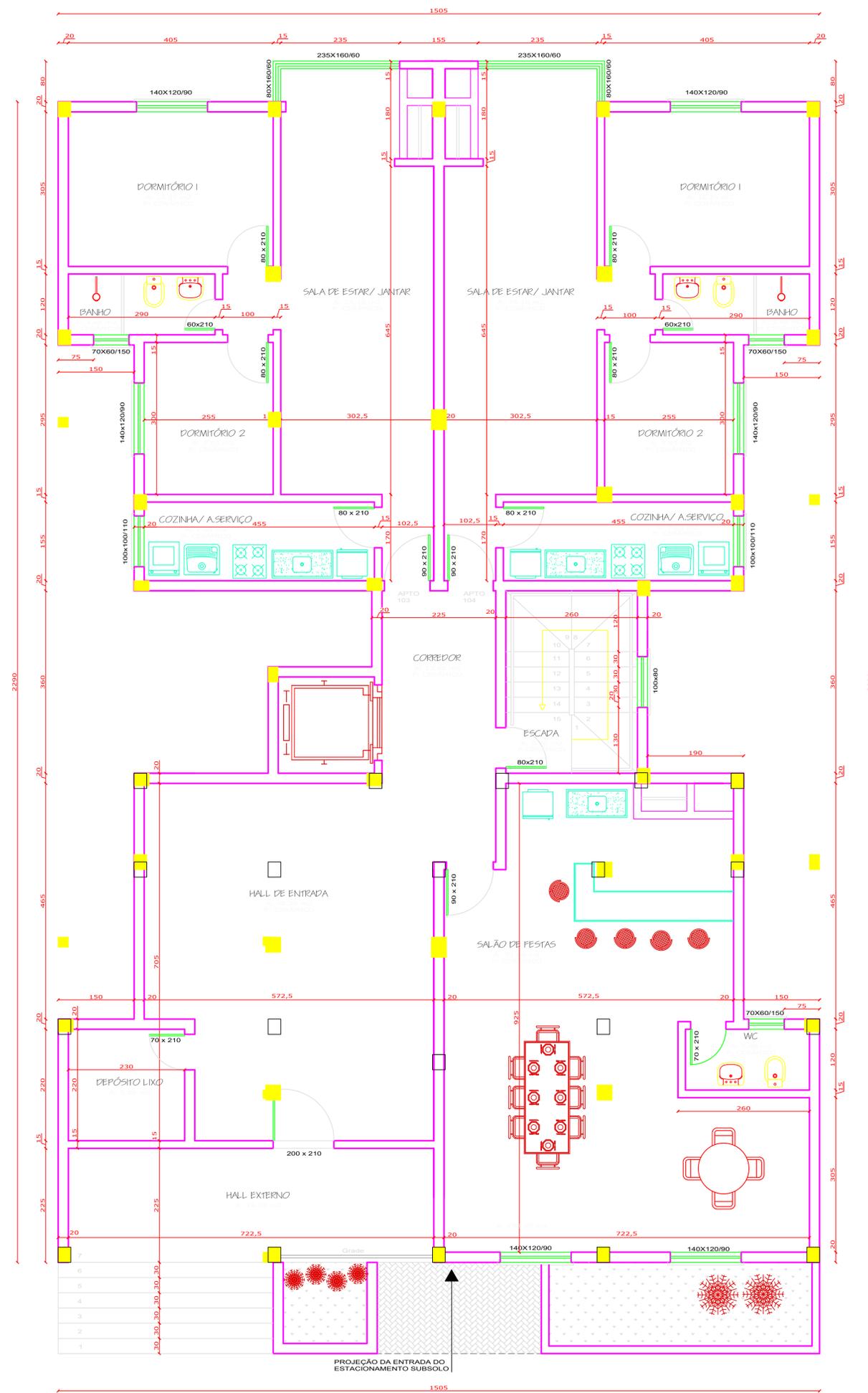
Fonte: adaptado pelo autor de Porto e Fernandes (2015).

Tabela A5 – Áreas de aço para estribos das vigas (cm<sup>2</sup>/m)

<b>Espaçamento (cm)</b>	<b>Diâmetro da barra (mm)</b>				
	<b>5,0</b>	<b>6,3</b>	<b>8,0</b>	<b>10,0</b>	<b>12,5</b>
6	3,27	5,20	8,38	13,08	20,45
7	2,80	4,46	7,19	11,21	17,53
8	2,45	3,90	6,29	9,81	15,34
9	2,18	3,47	5,59	8,72	13,63
10	1,96	3,12	5,03	7,85	12,27
11	1,78	2,84	4,57	7,14	11,15
12	1,63	2,60	4,19	6,54	10,23
13	1,51	2,40	3,87	6,04	9,44
14	1,40	2,23	3,59	5,61	8,76
15	1,31	2,08	3,35	5,23	8,18
16	1,23	1,95	3,14	4,91	7,67
17	1,15	1,84	2,96	4,62	7,22
18	1,09	1,73	2,79	4,36	6,82
19	1,03	1,64	2,65	4,13	6,46
20	0,98	1,56	2,52	3,93	6,14

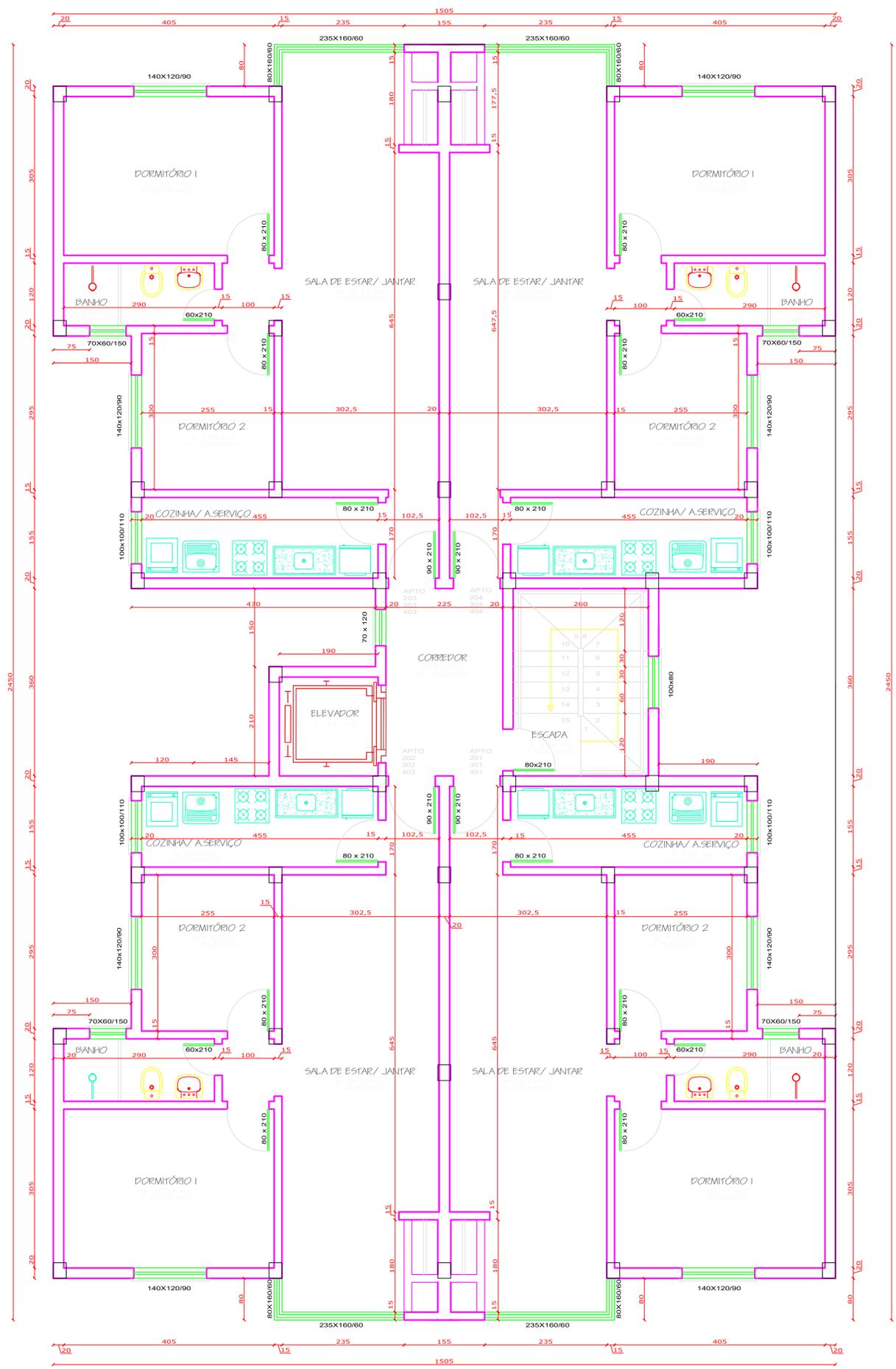
Fonte: adaptado pelo autor de Porto e Fernandes (2015).

**ANEXO B – PRANCHAS DO PROJETO ARQUITETÔNICO**



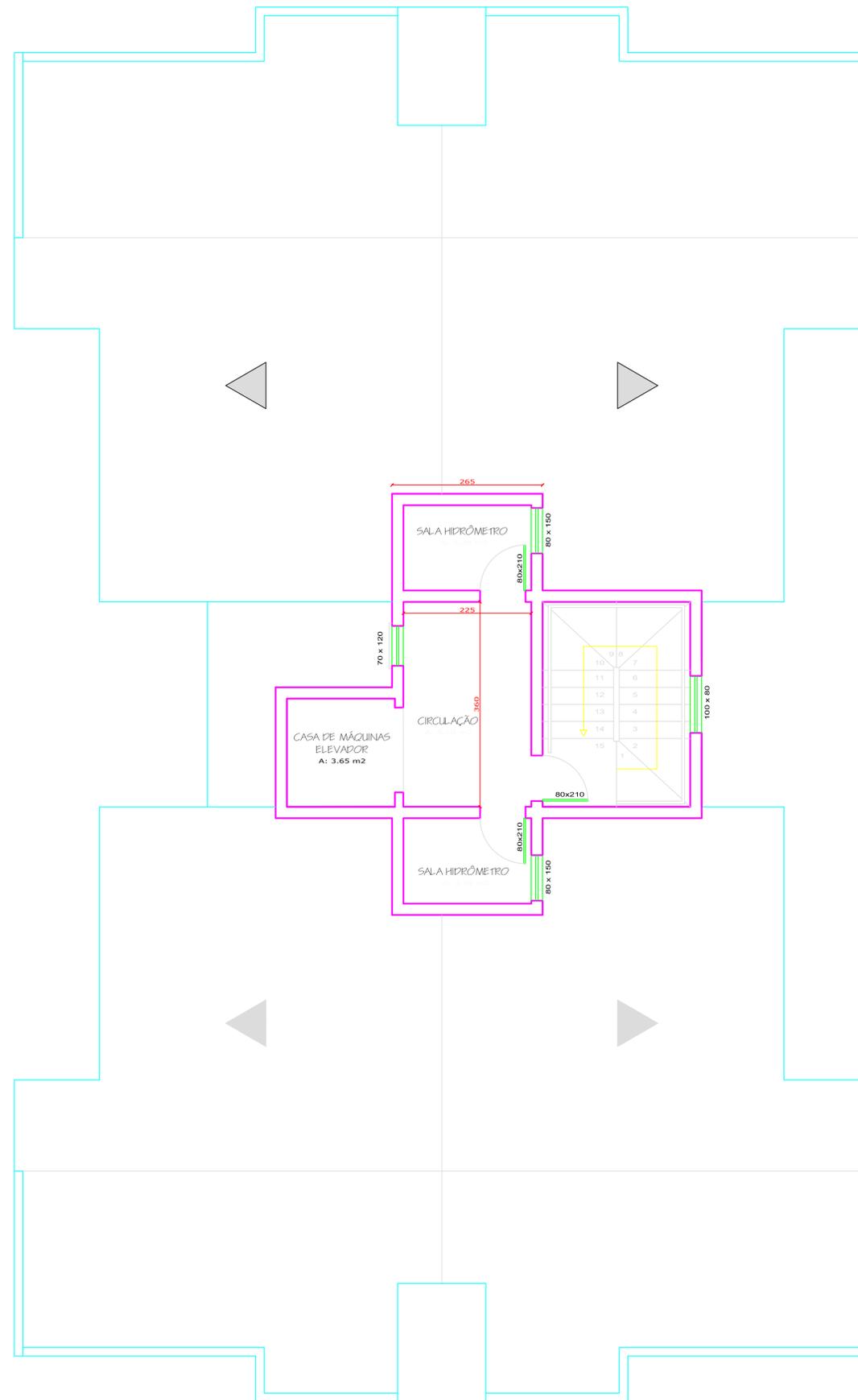
ÁREA TOTAL DO PAVIMENTO

OBRA:		RESIDENCIAL SANTIAGO			
PROPRIETÁRIO:		GRAFITE CONSTRUÇÕES LTDA			
ENDEREÇO:		RUA NATALICIO ANTONIO PEREIRA - ENCANTADO/ RS			
PAVIMENTO TÉRREO					Franchia N°
					01
Desenho Luis	Escala: s/s 1/50	Área total: 1.805,93 m²	Área do pavimento: 298,90 m²	Data 09/2014	Projeto N°



ÁREA TOTAL DO PAVIMENTO

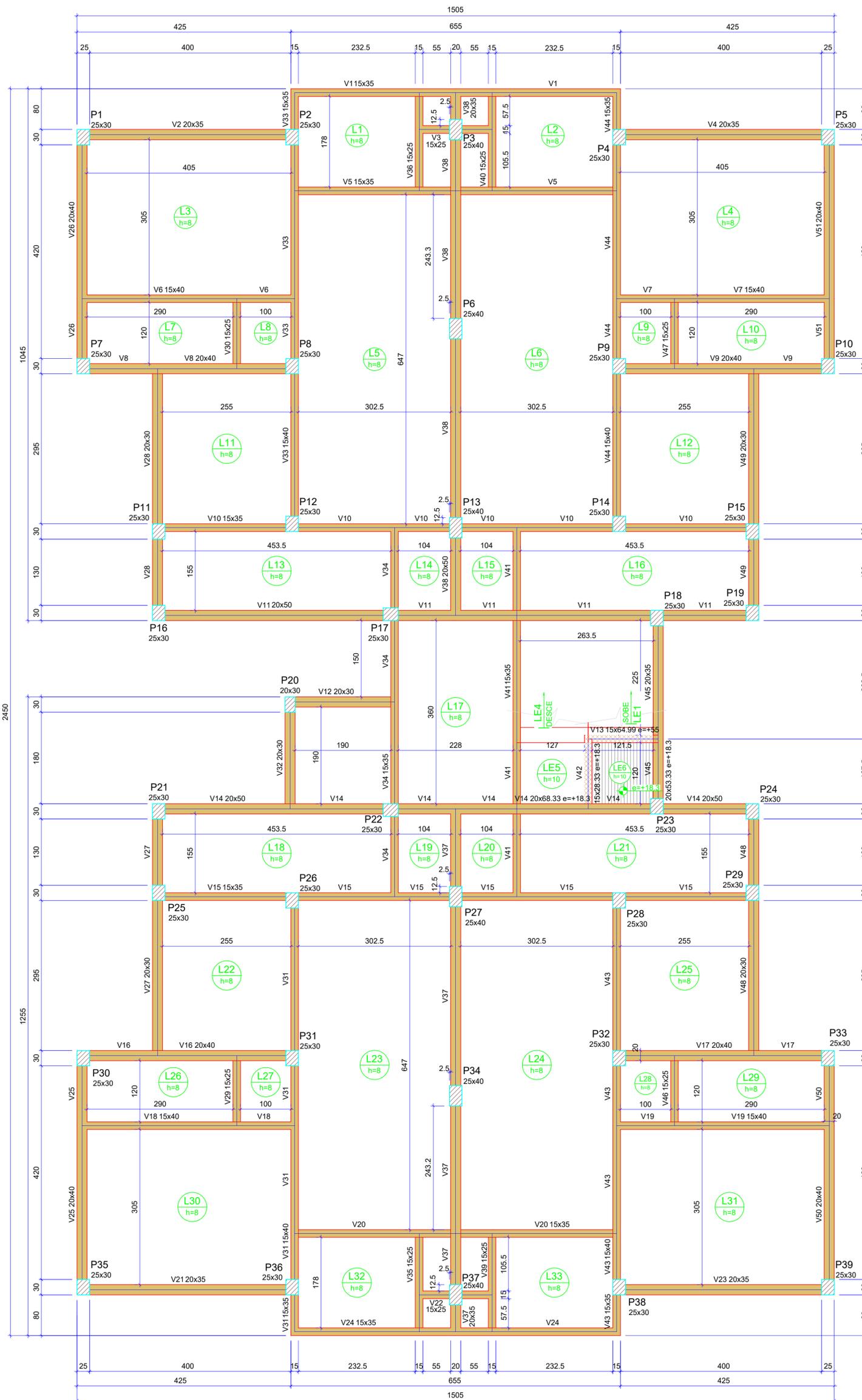
OBRA:		RESIDENCIAL SANTIAGO			
PROPRIETÁRIO:		GRAFITE CONSTRUÇÕES LTDA			
ENDEREÇO:		RUA NATALICIO ANTONIO PEREIRA - ENCANTADO/RS			
PAVIMENTO TIPO				Fransia N°	
				02	
Desenho Lula	Escala(s) 1/50	Área total: 1.805,95 m²	Área do pavimento: 295,79m²	Data 09/2014	Projeto N°



ÁREA TOTAL DO PAVIMENTO

OPERA:		RESIDENCIAL SANTIAGO			
PROPRIETÁRIO:		GRAFITE CONSTRUÇÕES LTDA			
ENDEREÇO:		RUA NATALICIO ANTONIO PEREIRA - ENCANTADO / RS			
PAVIMENTO CASA DE MÁQUINAS					Franquia N° 03
Desenho Luis	Escala(s) 1/50	Área total: 1.809,95 m²	Área do pavimento: 26,08 m²	Data 09/2014	Projeto N°

**APÊNDICE A – PRANCHA DO PROJETO ESTRUTURAL**



		Lajes				Sobrecarga (kgf/m²)		
Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kgf/m²)	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L2	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L3	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L4	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L5	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L6	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L7	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L8	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L9	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L10	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L11	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L12	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L13	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L14	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L15	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L16	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L17	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L18	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L19	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L20	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L21	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L22	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L23	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L24	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L25	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L26	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L27	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L28	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L29	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L30	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L31	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L32	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
L33	Maciça	8	0	275	200	154	150	-
LE4	Maciça	10	0	275	679	168	250	-
LE5	Maciça	10	0	275	250	154	250	-
LE6	Maciça	10	18	293.3	250	605	250	-

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	15x35	0	275
V2	20x35	0	275
V3	15x25	0	275
V4	20x35	0	275
V5	15x35	0	275
V6	15x40	0	275
V7	15x40	0	275
V8	20x40	0	275
V9	20x40	0	275
V10	15x35	0	275
V11	20x50	0	275
V12	20x30	0	275
V13	15x64.99	55	330
V14	20x50	0	275
V15	20x68.33	18.3	293.3
V16	15x35	0	275
V17	20x40	0	275
V18	20x40	0	275
V19	15x40	0	275
V20	15x35	0	275
V21	20x35	0	275
V22	15x25	0	275
V23	20x35	0	275
V24	15x35	0	275
V25	20x40	0	275
V26	20x40	0	275
V27	20x30	0	275
V28	20x30	0	275
V29	15x25	0	275
V30	15x25	0	275
V31	15x35	0	275
V32	20x30	0	275
V33	15x40	0	275
V34	15x35	0	275
V35	15x25	0	275
V36	15x25	0	275
V37	20x35	0	275
V38	20x50	0	275
V39	20x35	0	275
V40	15x25	0	275
V41	15x35	0	275
V42	15x28.33	18.3	293.3
V43	15x35	0	275
V44	15x40	0	275
V45	15x35	0	275
V46	20x53.33	18.3	293.3
V47	20x35	0	275
V48	15x25	0	275
V49	15x25	0	275
V50	20x30	0	275
V51	20x40	0	275

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	25x30	0	275
P2	25x30	0	275
P3	25x40	0	275
P4	25x30	0	275
P5	25x30	0	275
P6	25x40	0	275
P7	25x30	0	275
P8	25x30	0	275
P9	25x30	0	275
P10	25x30	0	275
P11	25x30	0	275
P12	25x30	0	275
P13	25x40	0	275
P14	25x30	0	275
P15	25x30	0	275
P16	25x30	0	275
P17	25x30	0	275
P18	25x30	0	275
P19	25x30	0	275
P20	20x30	0	275
P21	25x30	0	275
P22	25x30	0	275
P23	25x30	0	275
P24	25x30	0	275
P25	25x30	0	275
P26	25x30	0	275
P27	25x40	0	275
P28	25x30	0	275
P29	25x30	0	275
P30	25x30	0	275
P31	25x30	0	275
P32	25x30	0	275
P33	25x30	0	275
P34	25x40	0	275
P35	25x30	0	275
P36	25x30	0	275
P37	25x40	0	275
P38	25x30	0	275
P39	25x30	0	275

Legenda dos pilares  
 Pilar que passa

Legenda das vigas e paredes  
 Viga  
 Viga chata ou invertida

Características dos materiais  

fck	20x35	0	275
(kgf/cm²)	15x25	0	275
300	15x25	0	275
Ecs	20x30	0	275
(kgf/cm²)	20x30	0	275
268384	V49	0	275
	V50	0	275
	V51	0	275

 Dimensão máxima do agregado = 19 mm

**PROJETO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO DA UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL**

<b>01</b>	PRANCHA	PROJETO	TÍTULO	
		ESTRUTURAL	FORMAS DO PAVIMENTO TIPO	
	DESENHO	DATA	ESCALA	
	JAIME AGNOLETO	JUNHO 2020	1:50	

**APÊNDICE B – FIGURAS DAS PLANILHAS DO EXCEL**

Figura A1 – Planilha de dimensionamento manual das lajes

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	
1	<b>1. DADOS INICIAIS</b>						<b>3. DADOS DE MOMENTOS E REAÇÕES</b>										
2	<b>lx:</b>	1,930	m	<b>Pré-dim:</b>	4,8	cm		<b>mx</b>	<b>my</b>	<b>nx</b>	<b>ny</b>	<b>v1</b>	<b>v2</b>	<b>v3</b>	<b>v4</b>	<b>wm</b>	
3	<b>ly:</b>	2,475	m	<b>Sobrecarga:</b>	1,5	kN		22,40	51,80	9,70	0,00	0,141	0,141	0,455	0,263	22,00	
4	<b>Espessura:</b>	8	cm	<b>Revestimento:</b>	1,5	kN		<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Nx</b>	<b>Ny</b>	<b>Rx1</b>	<b>Rx2</b>	<b>Ry1</b>	<b>Ry2</b>		
5	<b>Cobrimento:</b>	2,5	cm	<b>Peso Próprio (PP):</b>	2	kN		0,83	0,36	1,92	#DIV/0!	1,74	1,74	4,39	2,54		
6	<b>Fck:</b>	15	MPa	<b>Carga Total:</b>	5	kN		kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m		
7	<b>Fyk:</b>	500	MPa					0,90	0,53			<b>Repassar p/ Vigas</b>					
8	<b>ly/lx:</b>	1,28						<b>P/ Poisson = 0,2</b>									
9	<b>Tipo de Laje:</b>	Armada em duas direções															
10																	
11							<b>4. DADOS DE ARMADURAS</b>										
12	<b>2. FLECHA</b>						<b>k6</b>	276,74	475,43	130,20	#DIV/0!						
13	<b>Flecha final:</b>	0,24	cm				<b>k3</b>	0,273	0,271	0,332	0						
14	<b>Flecha limite:</b>	0,77	cm				<b>As (cm²/m):</b>	0,49	0,29	1,27	#DIV/0!	<i>Se nx e/ou ny forem 0, desconsiderar valores de aço.</i>					
15	<b>Verificação:</b>	OK!					<b>As,min:</b>	1,20	1,20	1,20	1,20						
16							<b>As,final:</b>	1,20	1,20	1,27	#DIV/0!						
17							<b>Armadura:</b>	5 c/16	5 c/16	6.3 c/16							
18	<b>Legenda</b>						<b>S,máx (cm):</b>	16									
19	Pode alterar						<b>C,dobra (cm):</b>			5,5	5,5						
20	Não alterar						<b>C,barra (cm):</b>			107,5	107,5						
21	Buscar tabelas																

Fonte: autor (2020).

Figura A2 – Planilha de dimensionamento manual das vigas

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T			
1	<b>1. DADOS INICIAIS</b>							<b>4. DADOS DE ARMADURAS DE FLEXÃO</b>							<b>6. DADOS DE ANCORAGEM</b>								
2	<b>b:</b>	20	cm	<b>Vão:</b>	415	cm		<b>Cálculo p/ Armadura Simples</b>				<b>Cálculo p/ Armadura Dupla</b>			<b>lb:</b>	34,00	cm	<b>al:</b>	15,5	cm			
3	<b>h:</b>	35	cm	<b>Pré-dim:</b>	34,6	cm		<b>Y:</b>	1,03		<b>Ylim:</b>	11,16			<b>lb,nec:</b>	11,52	cm	<b>V,apoio:</b>	22,1	kN			
4	<b>Cnom:</b>	3	cm	<b>Fck:</b>	30	MPa		<b>As:</b>	0,86	cm <sup>2</sup>	<b>A's:</b>	-7,41	cm <sup>2</sup>		<b>lb,min:</b>	10,20	cm	<b>Vd,apoio:</b>	30,94	kN			
5	<b>d':</b>	4	cm	<b>Fyk:</b>	500	MPa		<b>As,min:</b>	1,05	cm <sup>2</sup>	<b>As:</b>	1,94	cm <sup>2</sup>		<b>lb,final:</b>	11,52	cm	<b>Fsd:</b>	15,47				
6	<b>d:</b>	31	cm	<b>Fcd:</b>	21,43	MPa		<b>As,final:</b>	1,05	cm <sup>2</sup>	<b>As,min:</b>	1,05	cm <sup>2</sup>		<b>lb,usado:</b>	15	cm	<b>As,calc:</b>	0,36	cm <sup>2</sup>			
7	<b>Dmáx:</b>	19	mm	<b>Fyd:</b>	434,8	MPa		<b>As,máx:</b>	28,00	cm <sup>2</sup>	<b>As,final:</b>	1,94	cm <sup>2</sup>		<b>Ancoragem nos apoios</b>								
8									OK		<b>As,máx:</b>	28,00	cm <sup>2</sup>		<b>lef:</b>	17	cm	<b>b,apoio:</b>	20	cm			
9	<b>2. DADOS DE MOMENTOS</b>							<b>5. DADOS DE ARMADURA DE CISALHAMENTO</b>															
10	<b>M:</b>	11,43	kNm					<b>Armadura:</b>				2 10			<b>lb,min:</b>	8	cm						
11	<b>Md:</b>	16,0	kNm					<b>av:</b>	22,8	mm	<b>av:</b>	22,8	mm		<b>lb,nec:</b>	15	cm						
12	<b>Md,lim:</b>	102,96	kNm					<b>ah:</b>	20	mm	<b>ah:</b>	20	mm		<b>Tipo de ancoragem:</b> RETA								
13	<b>Tipo de Armadura:</b>			SIMPLES				<b>Cálculo p/ Armadura de Pele</b>							<b>Ancoragem nos estribos</b>								
14	<b>3. FLECHA</b>							<b>Verificação:</b>							<b>5. DADOS DE ARMADURA DE CISALHAMENTO</b>								
15	<b>Flecha final:</b>	0,15	cm	<b>Carga:</b>	3,61	kN/m		<b>NÃO NECESSITA</b>				<b>As,pele:</b>	0,7	cm <sup>2</sup>	<b>Ac,alma:</b>	700	cm <sup>2</sup>	<b>V:</b>	22,1	kN	<b>Twd:</b>	0,050	OK
16	<b>Flecha limite:</b>	1,66	cm	<b>Vão:</b>	4,15	m		<b>As,pele,m:</b>	5	cm <sup>2</sup>					<b>Vd:</b>	30,9	kN	<b>Twd2:</b>	0,509				
17	<b>Verificação:</b>	OK!							OK		<b>Armadura:</b>				<b>pw,min:</b>	0,116		<b>Tc0:</b>	0,087				
18	<b>Conforme vinculação:</b>							<b>S:</b>							<b>Asw:</b>								
19	Apoiada - apoiada							0							cm								
20	K = 5														<b>Asw,min:</b>								
21	Apoiada - engastada														2,32								
22	K = 2														cm <sup>2</sup> /m								
23	Engastada - engastada														<b>Asw,final:</b>								
24	K = 1														2,32								
25															cm <sup>2</sup> /m								
															<b>Armadura:</b>								
															5 c/ 18								
															<b>Diâmetro:</b>								
															OK OK OK								
															<b>S:</b>								
															CONSIDERAR 18,6 cm OK								
															<b>S:</b>								
															DESCONSIDERAR 9,3 cm OK								

Fonte: autor (2020).

Figura A3 – Planilha de dimensionamento manual dos pilares

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T		
1	<b>1. DADOS INICIAIS</b>							<b>6. ESBELTEZ LIMITE</b>					<b>8. DADOS DE ARMADURAS</b>									
2	<b>lex:</b>	275	cm	<b>dmáx:</b>	19	mm		<b>e1,x</b>	4,10	<b>e1,y</b>	5,72				<b>1ª Situação Crítica (x)</b>				<b>2ª Situação Crítica (y)</b>			
3	<b>ley:</b>	275	cm	<b>N:</b>	325,85	kN		<b>λ1x:</b>	27,05	<b>ERRO</b>	<b>OK</b>				<b>ex:</b>	4,47	cm	<b>ey:</b>	2,70	cm		
4	<b>hx:</b>	25	cm	<b>Fck:</b>	30	MPa		<b>λ1y:</b>	27,38	<b>ERRO</b>	<b>OK</b>				<b>n:</b>	0,28		<b>n:</b>	0,28			
5	<b>hy:</b>	30	cm	<b>Fyk:</b>	500	MPa		<b>λ1x:</b>	35						<b>k:</b>	0,20		<b>k:</b>	0,17			
6	<b>d':</b>	5	cm	<b>Nd:</b>	456,19	kN		<b>λ1y:</b>	35						<b>u:</b>	0,05		<b>u:</b>	0,03			
7	<b>M1dx:</b>	18,7	kNm	<b>Fcd:</b>	21,43	MPa		<b>Efeitos Locais de 2ª Ordem</b>					<b>w:</b>	0,01		<b>w:</b>	0,06					
8	<b>M1dy:</b>	26,1	kNm	<b>Fyd:</b>	434,78	MPa		<b>Dir x:</b>	<b>CONSIDERAR</b>						<b>As:</b>	0,37	cm <sup>2</sup>	<b>As:</b>	2,22	cm <sup>2</sup>		
9								<b>Dir y:</b>	<b>DESCONSIDERAR</b>						<b>As,final:</b>	2,22	cm <sup>2</sup>		2,22	cm <sup>2</sup>		
10	<b>2. EXCENRICIDADE SOLICITANTE</b>							<b>7. MOMENTO FLETOR DE 2ª ORDEM</b>					<b>As,final/2:</b>	1,11	cm <sup>2</sup>	cada face						
11	<b>e1A,x:</b>	4,10	cm	<b>e1C,x</b>	1,64	cm		<b>Força Normal Adimensional</b>					<b>As,min:</b>	3	cm <sup>2</sup>	<b>ERRO</b>						
12	<b>e1A,y:</b>	5,72	cm	<b>e1C,y</b>	2,29	cm		<b>Curvatura do Pilar</b>					<b>As,máx:</b>	30	cm <sup>2</sup> /face	<b>OK</b>						
13	<b>3. ÍNDICE DE ESBELTEZ</b>							<b>Excentricidade Máxima de 2ª Ordem</b>					<b>Armadura:</b>		4	10						
14	<b>λx:</b>	38,06						<b>Excentricidade Máxima de 2ª Ordem</b>					<b>S,min:</b>	2,28	cm		<b>b:</b>	25	cm			
15	<b>λy:</b>	31,72						<b>h:</b>	25	<b>1/r:</b>	0,0002552	cm <sup>-1</sup>			<b>S,máx:</b>	50	cm					
16	<b>4. MOMENTO FLETOR MÍN. DE 1ª ORDEM</b>							<b>Momentos Totais</b>					<b>Armadura Transversal (estribos)</b>									
17	<b>Dir x:</b>	10,26	kNm	<b>Dir y:</b>	10,95	kNm		<b>M,usado,x:</b>	18,70	kNm	<b>M,usado,y:</b>	26,10	kNm		<b>Bitola:</b>	5	mm	<b>Esp.:</b>	12	cm		
18	<b>5. EXCENRICIDADE MÍN. DE 1ª ORDEM</b>							<b>Momentos Totais</b>					<b>Verificação do d'</b>									
19	<b>Dir x:</b>	2,25	cm	<b>Dir y:</b>	2,40	cm		<b>Dir x:</b>	27,50	kNm				<b>d' (cm):</b>	4,00	<b>OK</b>	<b>Cnom:</b>	3	cm			
20								<b>Dir y:</b>	26,10	kNm				<b>Proteção Contra Flambagem</b>								
21	<b>Legenda</b>													10	cm	para cada canto, exceto a barra						
22	Pode alterar																					
23	Não alterar																					
24	Buscar tabelas																					

Fonte: autor (2020).