

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Bernardo Firpo Furtado**

**ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO DE PEQUENO  
PORTE: COMPARATIVO TÉCNICO E DE CUSTOS DIRETOS  
ENTRE DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 6118/2007 E  
ATRAVÉS DE DEFINIÇÕES EMPÍRICAS SEM CÁLCULO  
ESTRUTURAL**

Porto Alegre  
dezembro 2012

**BERNARDO FIRPO FURTADO**

**ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO DE PEQUENO  
PORTE: COMPARATIVO TÉCNICO E DE CUSTOS DIRETOS  
ENTRE DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 6118/2007 E  
ATRAVÉS DE DEFINIÇÕES EMPÍRICAS SEM CÁLCULO  
ESTRUTURAL**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de  
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal  
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do  
título de Engenheiro Civil

**Orientadora: Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa**

Porto Alegre  
dezembro 2012

**BERNARDO FIRPO FURTADO**

**ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO DE PEQUENO  
PORTE: COMPARATIVO TÉCNICO E DE CUSTOS DIRETOS  
ENTRE DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 6118/2007 E  
ATRAVÉS DE DEFINIÇÕES EMPÍRICAS SEM CÁLCULO  
ESTRUTURAL**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Professora Orientadora e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2012

Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa  
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientadora

Profa. Carin Maria Schmitt  
Coordenadora

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Rubem Clecio Schwingel (UFRGS)**  
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa (UFRGS)**  
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Jorge e Cleunice, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à Professora Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa, orientadora deste trabalho, pelo auxílio na elaboração do mesmo.

Agradeço à Professora Carin Maria Schmitt.

Agradeço aos meus pais Jorge e Cleunice e à minha irmã Gabriela.

Agradeço a Deus.

Há muitas maneiras de avançar,  
mas só uma maneira de ficar parado.

*Franklin D. Roosevelt*

## RESUMO

Este trabalho tem como objetivo a verificação da eficácia da experiência de obra no dimensionamento da estrutura de concreto armado de pequeno porte em estudo. A motivação para a escolha deste tema foi a constatação de um elevado número de improvisações nos canteiros de obras, além da ocorrência de execução de edificações de concreto armado de pequeno porte sem cálculo estrutural. Para dar uma base teórica ao dimensionamento segundo a NBR 6118/2007 da estrutura, inicialmente, foram definidos os critérios e considerações a serem utilizados para o dimensionamento no estado limite último de lajes, vigas e pilares, bem como a base teórica para a verificação dos estados limites de serviço de flechas excessivas e fissuração excessiva em vigas, realizados em planilhas e com o auxílio de softwares. Também é definida a base para o levantamento dos custos diretos de concreto, aço e mão de obra. Primeiramente, a estrutura proposta foi dimensionada segundo a NBR 6118/2007, com a aplicação da teoria estrutural básica de concreto armado e auxílio de softwares. Posteriormente, foram entrevistados três profissionais de obras, que dimensionaram a mesma estrutura, baseados no seu conhecimento empírico de canteiros de obras. São comparadas as estruturas dimensionadas segundo a NBR 6118/2007 com a dimensionada empiricamente, no que se refere a estados limites de serviço, estados limites últimos e custos diretos de concreto, aço e mão de obra.

Palavras-chave: Improvisações de Obra no Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado de Pequeno Porte. Experiência de Obra no Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado de Pequeno Porte.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa .....	20
Figura 2 – Representação genérica de linhas de ruptura .....	29
Figura 3 – Vista frontal da estrutura .....	43
Figura 4 – Vista posterior da estrutura .....	44
Figura 5 – Vista lateral esquerda da estrutura .....	45
Figura 6 – Vista lateral direita da estrutura .....	46
Figura 7 – Eixos a serem considerados .....	47
Figura 8 – Planta de fôrmas do pavimento térreo .....	48
Figura 9 – Planta de fôrmas do segundo pavimento .....	49
Figura 10 – Planta de fôrmas da cobertura .....	50
Figura 11 – Interface do programa de flexão composta oblíqua.....	52
Figura 12 – Planta de armaduras dos pilares P1, P2, P5 e P6 .....	53
Figura 13 – Planta de armaduras dos pilares P3 e P4 .....	54
Figura 14 – Interface do programa LajeCalc .....	56
Figura 15 – Planta de armaduras positivas das lajes do pavimento térreo .....	57
Figura 16 – Planta de armaduras positivas das lajes do segundo pavimento .....	58
Figura 17 – Planta de armaduras positivas da laje da cobertura .....	59
Figura 18 – Planta de armaduras negativas das lajes do pavimento térreo .....	60
Figura 19 – Planta de armaduras negativas das lajes do segundo pavimento .....	61
Figura 20 – Planta de armaduras negativas da laje da cobertura .....	62
Figura 21 – Detalhe do reforço das armaduras junto ao vão da escada .....	63
Figura 22 – Interface do programa de verificação dos estados limites de serviço em vigas de concreto armado .....	64
Figura 23 – Planta de armaduras das vigas V101, V103, V201 e V203 .....	67
Figura 24 – Planta de armaduras das vigas V102 e V202 .....	68
Figura 25 – Planta de armaduras das vigas V301 e V302 .....	69
Figura 26 – Planta de armaduras das vigas V104, V105, V204, V205, V304 e V305 ....	70
Figura 27 – Vista frontal da maquete .....	72
Figura 28 – Vista lateral da maquete .....	73

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Definição da classe de agressividade ambiental.....	24
Quadro 2 – Cobrimento de concreto das armaduras.....	25
Quadro 3 – Deslocamentos admissíveis.....	27
Quadro 4 – Abertura máxima de fissuras em vigas.....	39

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Taxas mínimas para armaduras de aço CA-50 em lajes .....	30
Tabela 2 – Taxas mínimas de armaduras de flexão para vigas .....	33
Tabela 3 – Taxas mínimas de armaduras para pilares .....	37
Tabela 4 – Solicitações, áreas de armaduras calculadas e adotadas nos pilares .....	52
Tabela 5 – Quantitativos e custos das armaduras nos pilares dimensionados segundo a NBR 6118/2007 .....	55
Tabela 6 – Quantitativos e custos das armaduras nas lajes dimensionadas segundo a NBR 6118/2007 .....	63
Tabela 7 – Cargas atuantes nas vigas .....	65
Tabela 8 – Armaduras longitudinais e estribos calculados e adotados nas vigas .....	66
Tabela 9 – Quantitativos e custos das vigas dimensionadas segundo a NBR 6118/2007 .....	71
Tabela 10 – Armaduras adotadas pelo profissional 1 nas lajes .....	74
Tabela 11 – Armaduras longitudinais adotadas pelo profissional 1 nas vigas .....	75
Tabela 12 – Estribos adotados pelo profissional 1 nas vigas .....	75
Tabela 13 – Armaduras longitudinais adotadas pelo profissional 1 nos pilares .....	76
Tabela 14 – Estribos adotados pelo profissional 1 nos pilares .....	76
Tabela 15 – Armaduras adotadas pelo profissional 2 nas lajes .....	77
Tabela 16 – Armaduras longitudinais adotadas pelo profissional 2 nas vigas .....	78
Tabela 17 – Estribos adotados pelo profissional 2 nas vigas .....	78
Tabela 18 – Armaduras longitudinais adotadas pelo profissional 2 nos pilares .....	79
Tabela 19 – Estribos adotados pelo profissional 2 nos pilares .....	79
Tabela 20 – Armaduras adotadas pelo profissional 3 nas lajes .....	80
Tabela 21 – Armaduras longitudinais adotadas pelo profissional 3 nas vigas .....	81
Tabela 22 – Estribos adotados pelo profissional 3 nas vigas .....	81
Tabela 23 – Armaduras longitudinais adotadas pelo profissional 3 nos pilares .....	82
Tabela 24 – Estribos adotados pelo profissional 3 nos pilares .....	82
Tabela 25 – Resumo do consumo de aço .....	84
Tabela 26 – Resumo dos custos de aço .....	84
Tabela 27 – Resumo do consumo de concreto .....	85
Tabela 28 – Resumo dos custos de concreto .....	85
Tabela 29 – Resumo dos custos de mão de obra .....	85
Tabela 30 – Resumo dos custos globais da estrutura .....	86

## **LISTA DE SIGLAS**

TCPO – Tabelas de Composições de Preços para Orçamentos

BDI – Benefícios e Despesas Indiretas

NBR – Norma Brasileira

CA – Concreto Armado

## LISTA DE SÍMBOLOS

$l$  – menor vão da laje

$\rho_s$  – taxa de armadura de flexão

$\rho_{\min}$  – taxa mínima de armadura de flexão

$A_s$  – área de armadura

$b$  – largura fictícia da laje

$h$  – espessura da laje

$f_{ck}$  – resistência característica à compressão do concreto

$f_{cd}$  – resistência à compressão de projeto do concreto

$x$  – profundidade da linha neutra

$A_{s,\min}$  – área mínima de armadura de flexão

$A_c$  – área de concreto

$\gamma_c$  – coeficiente de ponderação da resistência do concreto

$\gamma_s$  – coeficiente de ponderação da resistência do aço

$\omega_{\min}$  – valor base para cálculo de  $\rho_{\min}$  para aços CA-25 e CA-50

$\lambda$  – coeficiente de esbeltez de pilar

$\lambda_1$  – valor limite de coeficiente de esbeltez para pilares

$l_e$  – comprimento equivalente do pilar

$i$  – raio de giração

$v$  – força normal reduzida atuante no pilar

$w_k$  – abertura máxima de fissuras

Ø – diâmetro das barras das armaduras.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	15
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	17
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA .....	17
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	17
<b>2.2.1 Objetivo principal</b> .....	17
<b>2.2.2 Objetivo secundário</b> .....	17
2.3 HIPÓTESE .....	18
2.4 PRESSUPOSTO .....	18
2.5 PREMISA .....	18
2.6 DELIMITAÇÕES .....	18
2.7 LIMITAÇÕES .....	19
2.8 DELINEAMENTO .....	19
<b>2.8.1 Pesquisa bibliográfica</b> .....	20
<b>2.8.2 Concepção da estrutura</b> .....	20
<b>2.8.3 Confeção de maquete</b> .....	21
<b>2.8.4 Coleta de dados em obra</b> .....	21
<b>2.8.5 Dimensionamento segundo a NBR 6118/2007</b> .....	21
<b>2.8.6 Orçamento das estruturas</b> .....	21
<b>2.8.7 Comparativo técnico</b> .....	22
<b>2.8.8 Comparativo de custos</b> .....	22
<b>2.8.9 Considerações finais e conclusão</b> .....	22
<b>3 ELEMENTOS DA ESTRUTURA</b> .....	23
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS DE PROJETO .....	23
<b>3.1.1 Coeficientes de ponderação</b> .....	23
<b>3.2.1 Durabilidade</b> .....	23
3.2 LAJES MACIÇAS .....	25
<b>3.2.1 Classificação das lajes quanto à relação entre os lados</b> .....	26
<b>3.2.1 Cargas atuantes nas lajes</b> .....	26
<b>3.2.3 Dimensionamento e detalhamento das lajes</b> .....	26
3.2.3.1 Determinação da espessura .....	26
3.2.3.2 Cálculo dos momentos fletores atuantes .....	28
3.2.3.3 Cálculo das reações nas vigas .....	28
3.2.3.4 Dimensionamento e detalhamentos das armaduras .....	29

3.3 VIGAS .....	31
<b>3.3.1 Considerações da NBR 6118 .....</b>	<b>32</b>
<b>3.3.2 Armaduras longitudinais .....</b>	<b>32</b>
3.3.2.1 Armaduras longitudinais mínimas .....	33
3.3.2.2 Espaçamento mínimo entre barras .....	33
3.3.2.3 Ancoragem .....	34
<b>3.3.3 Armaduras transversais .....</b>	<b>34</b>
3.4 PILARES .....	35
<b>3.4.1 Cálculo das solicitações nos pilares .....</b>	<b>35</b>
<b>3.4.2 Análise de elementos isolados .....</b>	<b>36</b>
<b>3.4.3 Detalhamento de pilares .....</b>	<b>36</b>
3.4.3.1 Armaduras longitudinais .....	36
3.4.3.2 Armaduras transversais .....	37
3.5 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO .....	38
<b>3.5.1 Ações a considerar .....</b>	<b>38</b>
<b>3.5.2 Abertura de fissuras .....</b>	<b>38</b>
<b>3.5.3 Deformações excessivas .....</b>	<b>39</b>
<b>4 ORÇAMENTO .....</b>	<b>40</b>
<b>5 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 6118/2007 DA ESTRUTURA .....</b>	<b>42</b>
5.1 CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA .....	42
5.2 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES .....	51
5.3 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES .....	55
5.4 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS .....	64
<b>6 DIMENSIONAMENTO EMPÍRICO DA ESTRUTURA .....</b>	<b>72</b>
6.1 ENTREVISTA COM O PROFISSIONAL 1 .....	73
6.2 ENTREVISTA COM O PROFISSIONAL 2 .....	77
6.3 ENTREVISTA COM O PROFISSIONAL 3 .....	80
<b>7 COMPARATIVO TÉCNICO E DE CUSTOS DIRETOS .....</b>	<b>84</b>
7.1 COMPARATIVO PARA A ESTRUTURA DO PROFISSIONAL 1 .....	86
7.2 COMPARATIVO PARA A ESTRUTURA DO PROFISSIONAL 2 .....	87
7.3 COMPARATIVO PARA A ESTRUTURA DO PROFISSIONAL 3 .....	89
<b>8. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÃO .....</b>	<b>90</b>
REFERÊNCIAS .....	91
ANEXO A .....	92
ANEXO B .....	94



## 1 INTRODUÇÃO

No dia a dia dos canteiros de obras brasileiros, muitas vezes prevalece a cultura de profissionais que, baseados apenas na experiência adquirida de maneira empírica, coordenam o processo construtivo. A crise vivida pelo mercado entre os anos 1980 e meados da década de 2000 levou a uma lacuna de gerações (RISCOS..., 2011), o que ajudou a acentuar tal tendência do mercado de um processo construtivo que apresenta grandes desperdícios. Poucos engenheiros civis encontravam oportunidades de trabalho nesta época, de modo que a maioria migrava para outras áreas da economia. O setor industrial brasileiro – não apenas o da construção civil – sempre foi pouco competitivo, em virtude dos excessivos impostos, burocracia, leis trabalhistas atrasadas e corrupção estatal; porém, nos últimos anos, o mercado da construção civil vivenciou uma fase de crescimento, apesar destes fatores supracitados.

Infelizmente, a situação de construção de empreendimentos sem cálculo e projeto estrutural é comum em cidades do interior e periferias de grandes cidades brasileiras, principalmente em obras de pequeno porte. Além disto, a improvisação nos canteiros de obras é um fato rotineiro, em geral em empreendimentos de construtoras menores. A intenção desta pesquisa é justamente investigar, neste caso específico, a eficácia da **experiência de obra**, tão valorizada na construção civil brasileira, geralmente em detrimento da racionalização e da boa técnica. O presente trabalho se propõe a realizar um comparativo técnico e de custos diretos entre o dimensionamento realizado segundo a NBR 6118/2007 e o realizado através de definições empíricas, sem cálculo estrutural (por parte de mestres de obras), da estrutura de concreto armado de um empreendimento comercial de pequeno porte. Por motivos de economia de fôrmas e de facilidade do processo construtivo, todas as seções transversais de vigas têm dimensões constantes ao longo da estrutura.

Como o trabalho se propõe a comparar a eficiência da experiência de obra no dimensionamento de uma estrutura de concreto armado de pequeno porte com a eficácia do dimensionamento da mesma segundo a NBR 6118/2007, o objetivo do mesmo não é comparar a eficiência dos métodos numéricos de dimensionamento entre si, nem explicitar detalhadamente as condicionantes ou o desenvolvimento numérico dos mesmos. Não são questionados os métodos numéricos, os quais são apenas uma ferramenta necessária à

comparação. Deste modo, o dimensionamento da estrutura tem suas considerações básicas explicitadas, sem maiores detalhamentos dos mesmos, pois estudá-los a fundo não é o intuito do trabalho.

Por **comparativo técnico**, entende-se a investigação das estruturas no que se refere ao desempenho frente às ações ambientais, durabilidade, deslocamentos limites, limites de abertura de fissuras e, obviamente, segurança em relação aos estados limites últimos. Por **comparativo de custos diretos**, entende-se a comparação entre custos diretos de mão de obra e materiais (somente concreto e aço), através de orçamento baseado em composições de custos da TCPO (Tabelas de Composições de Preços para Orçamentos), além da pesquisa de custos unitários na revista Guia da Construção. Não são considerados custos indiretos nem o cálculo de BDI (Benefícios e Despesas Indiretas). Também não são considerados os custos diretos decorrentes de fôrmas e escoramentos.

O dimensionamento estrutural, tanto no que se refere à determinação dos esforços atuantes, às solicitações resultantes e à definição das seções de armaduras, é determinado através de cálculos em planilhas do software Excel, desenvolvidas pelo autor do trabalho, e por programas computacionais. É importante salientar que o resultado desta pesquisa tem uma aplicação restrita à estrutura em questão, em função da infinidade de tipos de obras e profissionais que se encontra no mercado.

No capítulo 3, são expostos os elementos da estrutura, bem como as condicionantes de projeto, premissas e considerações adotadas. No capítulo 4, é exposto, de maneira resumida, o levantamento de custos a ser realizado no trabalho. Já no capítulo 5, é realizado o dimensionamento segundo a NBR 6118/2007 da estrutura, sendo apresentada a concepção da mesma, bem como as considerações de projeto e o dimensionamento de pilares, lajes e vigas, além de quantitativos de aço e concreto e custos. No capítulo 6, são demonstrados os quantitativos dos materiais utilizados pelos três profissionais no dimensionamento empírico da estrutura, além do levantamento de custos. Já no capítulo 7, são comparados o dimensionamento segundo a NBR 6118/2007 com os dimensionamentos empíricos. Por último, o capítulo 8 apresenta as considerações finais e conclusão do trabalho.

## **2 DIRETRIZES DA PESQUISA**

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa do trabalho é: que diferenças técnicas e de custos diretos existem entre estruturas de concreto armado de pequeno porte dimensionadas segundo a NBR 6118/2007 e através de definições empíricas, sem cálculo estrutural, realizadas por profissionais de canteiros de obras?

### **2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA**

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

#### **2.2.1 Objetivo principal**

O objetivo principal do trabalho é a investigação das diferenças técnicas e de custos diretos existentes entre uma estrutura de concreto armado de pequeno porte dimensionada segundo a NBR 6118/2007 e através de definições empíricas, sem cálculo estrutural, realizadas por profissionais de canteiros de obras.

#### **2.2.2 Objetivo secundário**

O objetivo secundário do trabalho é a verificação do conhecimento de profissionais de obra no que diz respeito à relação entre as cargas aplicadas na estrutura de concreto armado e suas respectivas seções de aço e concreto resistentes, além dos parâmetros estabelecidos na NBR

6118/2007. Isto foi feito através da análise dos projetos definidos empiricamente e também através do contato feito com os profissionais de canteiros de obras.

## 2.3 HIPÓTESE

A hipótese do trabalho é que a estrutura proposta através de definições empíricas, comparativamente com aquela dimensionada segundo a NBR 6118/2007, resulte com custos diretos mais elevados, lajes subdimensionadas, mas pilares e vigas superdimensionados.

## 2.4 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que os métodos de cálculo baseados na NBR 6118/2007 são válidos, além de todos os parâmetros e recomendações da mesma. Para lajes, pressupõe-se que o método de cálculo dos momentos fletores considerando-se o regime rígido-plástico é válido. Além disto, parte-se do pressuposto de que as tabelas de composições de custos da TCPO são uma boa aproximação da realidade.

## 2.5 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que, ainda hoje, há a ocorrência de muitas improvisações nos canteiros de obras brasileiros, em especial em obras pequenas de cidades do interior ou periferia de grandes cidades, levando a uma solução sem as devidas considerações técnicas e de custos, chegando ao extremo de, em alguns casos, algumas obras serem executadas sem projeto e cálculo estrutural.

## 2.6 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a uma edificação de pequeno porte, com estrutura convencional de concreto armado. Portanto, a estrutura é composta por pilares, vigas e lajes maciças. A alvenaria utilizada é de vedação, sem função portante.

## 2.7 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

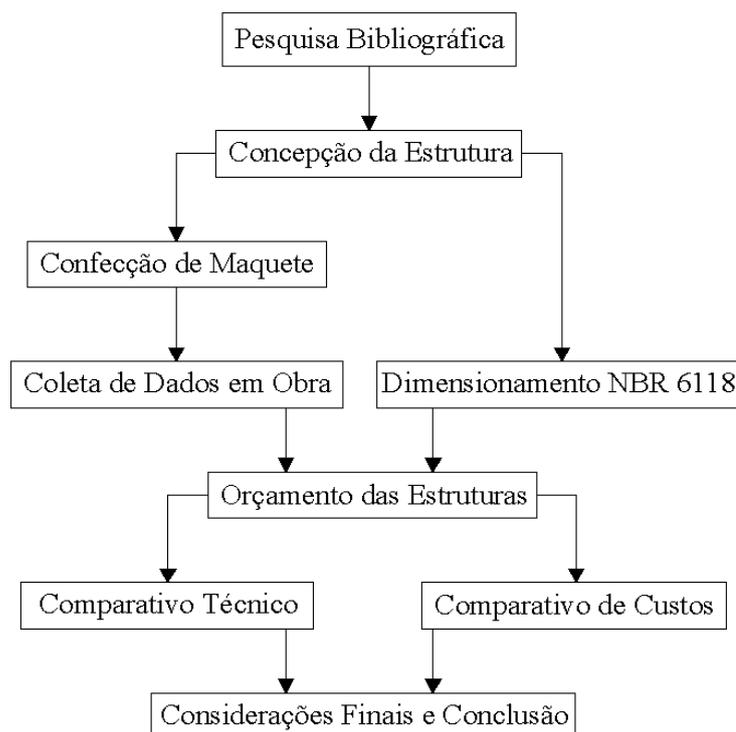
- a) a consideração apenas de cargas verticais atuantes na estrutura;
- b) todas as vigas têm seções transversais constantes em toda a estrutura;
- c) são considerados apenas custos diretos de materiais e mão de obra no orçamento;
- d) dentro dos custos de materiais, são considerados apenas os referentes às armaduras e concreto, não sendo considerados escoramentos e fôrmas;
- e) para o dimensionamento empírico, em função do tempo escasso disponível para as entrevistas, foi elaborada uma maquete da estrutura.

## 2.8 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir que estão representadas na figura 1, e que são descritas nos próximos itens:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) concepção da estrutura;
- c) confecção de maquete;
- d) coleta de dados em obra;
- e) dimensionamento segundo a NBR 6118/2007;
- f) orçamento das estruturas;
- g) comparativo técnico;
- h) comparativo de custos;
- i) considerações finais e conclusões.

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

### 2.8.1 Pesquisa bibliográfica

Foi realizado um estudo teórico dos parâmetros estabelecidos na NBR 6118/2007, além da compreensão das considerações de projeto dos diferentes componentes da estrutura. Também foram pesquisadas diversas fontes da bibliografia existente, que é vasta para o cálculo de estruturas de concreto armado de baixa complexidade.

### 2.8.2 Concepção da estrutura

Nesta etapa, foi concebida a ideia básica da estrutura, que se trata de um empreendimento comercial de pequeno porte, com uma loja no térreo, um escritório e um depósito no segundo pavimento e, na cobertura, um reservatório e a estrutura do telhado. Foi definida a arquitetura básica da estrutura, a localização dos pilares e vigas, os vãos das lajes, a resistência característica do concreto, entre outros parâmetros.

### **2.8.3 Confeccção de maquete**

Anteriormente à entrevista com os mestres de obras, foi confeccionada uma maquete de isopor, para facilitar a compreensão dos mesmos em relação à estrutura. No momento da realização dos questionamentos junto aos mesmos, a maquete lhes foi apresentada. Foi necessário confeccionar a maquete em função do reduzido tempo disponível para as entrevistas. A maquete não foi elaborada em escala, de modo que ela possuía apenas caráter ilustrativo.

### **2.8.4 Coleta de dados em obra**

Realizou-se a coleta de dados do dimensionamento empírico da estrutura em obra, através da apresentação aos profissionais dos projetos básicos da estrutura, com o apoio da maquete ilustrativa. Foram consultados três profissionais, os quais definiram as seções dos elementos estruturais e as seções das armaduras dos mesmos.

### **2.8.5 Dimensionamento segundo a NBR 6118/2007**

Paralelamente à coleta dos dados em obra, realizou-se o dimensionamento segundo a NBR 6118/2007 da estrutura. Foram definidas as espessuras de lajes, altura de vigas, dimensões de pilares, área de armadura dos elementos estruturais, bem como as tensões atuantes nas peças estruturais.

### **2.8.6 Orçamento das estruturas**

A elaboração dos orçamentos das estruturas dimensionadas empiricamente, por profissionais de canteiros de obras, e da estrutura dimensionada segundo a NBR 6118/2007 foram atividades contempladas nesta etapa. Para cada projeto, inicialmente foi o quantitativo de materiais e mão de obra, com base em composições de custos realizadas através de consultas à TCPO. Após isso, foram pesquisados os custos unitários de materiais (concreto e aço) e mão de obra levantados pela revista Guia da Construção. Então pôde-se calcular o custo direto da

---

Estrutura de concreto armado de pequeno porte: comparativo técnico e de custos diretos entre dimensionamento segundo a NBR 6118/2007 e através de definições empíricas sem cálculo estrutural

estrutura. Não foram considerados custos indiretos, cálculo de BDI, nem os custos diretos de fôrmas e escoramentos. Esta desconsideração se deve ao fato de, considerando-se a comparação entre os orçamentos resultantes da estrutura definida empiricamente e da dimensionada segundo a NBR 6118/2007, estes apresentam áreas de fôrmas parecidas, em função da pequena diferença entre as seções dos elementos estruturais, além de escoramentos parecidos, em função das cargas consideradas serem numericamente próximas.

### **2.8.7 Comparativo técnico**

Nesta etapa, foram comparados os projetos empiricamente e segundo a NBR 6118/2007 dimensionados, no que se refere ao atendimento aos estados limites últimos, assim como no que diz respeito aos parâmetros estabelecidos na norma, que abordam a durabilidade da estrutura, a fissuração e os deslocamentos limites.

### **2.8.8 Comparativo de custos**

Os orçamentos definidos anteriormente foram comparados. Além da comparação dos custos diretos globais da estrutura, foram verificadas as eventuais diferenças entre os custos diretos individuais dos elementos estruturais.

### **2.8.9 Considerações finais e conclusão**

Feitos os comparativos técnicos e de custos diretos, foi possível chegar à conclusão do trabalho sobre o nível de eficiência das definições estruturais feitas pelos profissionais de obra, e verificou-se se a hipótese do trabalho foi atendida ou não.

## **3 ELEMENTOS DA ESTRUTURA**

O presente capítulo descreve as considerações necessárias ao entendimento básico do dimensionamento da estrutura proposta no trabalho. Inicialmente, são definidos os parâmetros básicos de projeto. Além disso, são descritos os critérios e considerações levados em conta para o dimensionamento das lajes, vigas e pilares. Também é exposta a verificação aos estados limites de serviço.

### **3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS DE PROJETO**

Considera-se os estados limites últimos, através do dimensionamento das estruturas, e os estados limites de serviço, considerando-se deformações excessivas e abertura de fissuras. Os cálculos são efetuados através de planilhas desenvolvidas no Excel pelo autor do trabalho e de programas computacionais.

#### **3.1.1 Coeficientes de ponderação**

Conforme orienta a NBR 6118, a resistência característica à compressão do concreto foi minorada pelo coeficiente 1,4, enquanto a tensão característica à compressão do aço foi minorado pelo coeficiente 1,15. Isto corresponde à combinação normal de ações. A Norma ainda recomenda, com relação às ações que ocorrem na estrutura, para combinações de ações normais, a consideração de um coeficiente de majoração de cargas do valor de 1,4 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 59, 64).

#### **3.2.1 Durabilidade**

A NBR 6118 indica que “As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em

serviço [...]” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 15). A Norma define a classe de agressividade ambiental através do quadro 1.

Quadro 1 – Definição da classe de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
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>	
IV	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 (um nível 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 (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

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

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 16)

Levando em consideração a classe de agressividade ambiental, a NBR 6118 define os cobrimentos de concreto exigidos para as armaduras das peças estruturais através do quadro 2. Estes cobrimentos têm influência na durabilidade das estruturas, pois protegem as armaduras da ação agressiva do ambiente.

Quadro 2 – Cobrimento de concreto das armaduras

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>3)</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>2)</sup>	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido <sup>1)</sup>	Todos	30	35	45	55

<sup>1)</sup> Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

<sup>2)</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>3)</sup> Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 19)

### 3.2 LAJES MACIÇAS

Lajes maciças são as mais convencionais e de execução mais simples, pois possuem espessura constante, o que garante uma grande facilidade executiva, tanto na concretagem quanto na montagem das fôrmas. Segundo Araújo (2010, p. 2), “As lajes maciças são placas, de espessura uniforme, apoiadas ao longo do seu contorno.”.

As lajes maciças atendem “Tecnicamente bem aos casos de vãos e cargas, em que a solução implique em lajes com alturas menores ou iguais a 15 cm de altura acabada.”. Porém, elas possuem consumo de concreto e peso próprio bastante elevados, um alto gasto de fôrmas e escoramentos, além de um período longo de concretagem (BOTELHO; MARCHETTI, 2011, p. 106).

A primeira tarefa a ser realizada no dimensionamento de lajes é determinar sua espessura. Após isso, são definidos os momentos fletores atuantes e, então, pode-se calcular as seções resistentes de armaduras e realizar o detalhamento estrutural. Nos itens que se seguem, são descritos os parâmetros e considerações básicos de projeto para o dimensionamento das lajes. Nos itens subsequentes, são detalhados estes passos necessários ao dimensionamento das lajes.

### 3.2.1 Classificação das lajes quanto à relação entre os lados

As lajes retangulares são classificadas como armadas em uma só direção caso a relação entre o maior e o menor vão seja maior que dois. Caso a relação entre o maior e o menor vão seja menor do que dois, a laje é armada em duas direções (CAMPOS FILHO, 2011a, p. 1). Neste segundo caso, “[...] os momentos fletores nas duas direções são importantes e devem ser calculados. Para cada um deles, deve-se realizar o dimensionamento e dispor as armaduras nas direções correspondentes [...]” (ARAÚJO, 2010, p. 7).

### 3.2.2 Cargas atuantes nas lajes

A NBR 6120 recomenda que se utilize o peso específico do concreto armado com o valor de  $25 \text{ kN/m}^3$  (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 2). A carga permanente de reboco (para a espessura de um centímetro) pode ser adotada como  $0,2 \text{ kN/m}^2$  e a de pisos cerâmicos de  $0,85 \text{ kN/m}^2$  (CAMPOS FILHO, 2011a, p. 6). Já em relação às cargas acidentais, deve-se utilizar, para edifícios comerciais, em escritórios, o valor de  $2 \text{ kN/m}^2$ , enquanto que, em lojas, adota-se a carga acidental no valor de  $4 \text{ kN/m}^2$ , e em depósitos, ela deve ser calculada em cada caso (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 3-4).

### 3.2.3 Dimensionamento e detalhamento das lajes

A primeira tarefa a ser realizada no dimensionamento de lajes é determinar sua espessura. Depois, são calculados os momentos fletores atuantes. Apenas após isso é possível definir as seções resistentes de armaduras e realizar o detalhamento estrutural.

#### 3.2.3.1 Determinação da espessura

É necessário definir as espessuras das lajes maciças de modo que as lajes apresentem uma flecha menor que a flecha admissível. Com relação às espessuras mínimas, elas devem ser, segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 67):

a) 5 cm para lajes de cobertura não em balanço;

b) 7 cm para lajes de piso ou de cobertura em balanço;

[...]

Apesar da NBR 6118 permitir, conforme visto acima, espessuras de lajes de até 5 centímetros, isso possui inconvenientes construtivos: “Recomenda-se usar espessura mínima de 8 cm, para evitar o aparecimento de fissuras pela presença de eletrodutos ou caixas de distribuição embutidas na laje.” (CAMPOS FILHO, 2011a, p. 7).

Ainda, segundo Campos Filho (2011a, p. 7), “[...] as lajes devem ter espessura tal que atendam a verificação do estado limite de serviço de deformações excessivas [...]”, ou seja, que apresentem flechas inferiores à flecha admissível. O quadro 3 define valores para as flechas admissíveis em lajes, segundo a NBR 6118.

Quadro 3 – Deslocamentos admissíveis

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

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 70)

De posse dos valores de flechas admissíveis, calcula-se a flecha que efetivamente ocorre na laje. A NBR 6118 sugere a utilização do módulo de elasticidade secante para a análise relativa aos estados limites de serviço, tal qual o de deformações excessivas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 23). Como se trata de uma verificação de um estado limite de serviço, define-se o valor das cargas de serviço, correspondentes à combinação quase permanente de serviço (CAMPOS FILHO, 2011a, p. 7).

Inicialmente, arbitra-se uma espessura para a laje. Caso a flecha da laje calculada seja maior que a admissível, deve-se aumentar em 1 cm a espessura e realizar os cálculos novamente,

para a nova espessura. Quando a flecha for menor que a admissível, projeta-se a laje com a espessura arbitrada.

### 3.2.3.2 Cálculo dos momentos fletores atuantes

O método utilizado na determinação dos momentos fletores atuantes nas lajes é conhecido como **método das linhas de ruptura** e considera a ocorrência de regime rígido-plástico (CAMPOS FILHO, 2011a, p. 25). Este método apresenta as seguintes hipóteses básicas (ARAÚJO, 2010, p. 105):

- a) na iminência da ruína da laje, formam-se linhas de ruptura nas regiões de momento máximo, ao longo das quais atuam momentos de intensidade constante;
- b) as deformações elásticas da laje podem ser desprezadas;
- c) a laje é dividida em partes planas que só experimentam movimentos de rotação.

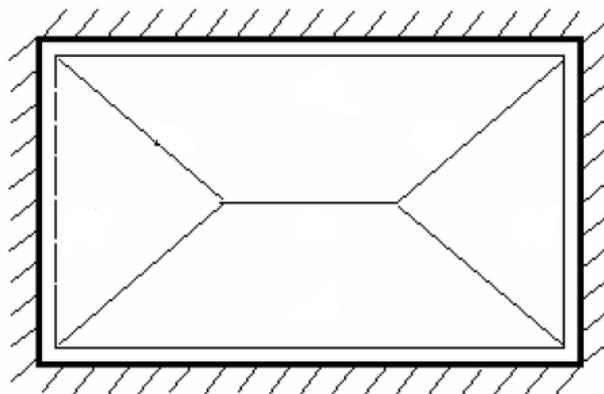
### 3.2.3.3 Cálculo das reações nas vigas

Pode-se, a partir da consideração das linhas de ruptura, dividir as lajes em diferentes zonas e calcular as reações nas vigas, que são proporcionais às áreas dos triângulos e trapézios formados. Essas linhas de ruptura possuem os seguintes ângulos (ARAÚJO, 2010, p. 109, 110):

- a)  $45^\circ$  entre dois apoios do mesmo tipo;
- b)  $60^\circ$  a partir do apoio engastado, quando o outro for simplesmente apoiado;
- c)  $90^\circ$  a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

Esta configuração das linhas de ruptura é melhor explicitada pela figura 2.

Figura 2 – Representação genérica de linhas de ruptura



(fonte: adaptado de CAMPOS FILHO, 2011a, p. 25)

#### 3.2.3.4 Dimensionamento e detalhamento das armaduras

O **método das linhas de ruptura** classifica as lajes em ortótropas ou isótropas, considerando a primeira a que possui a relação entre o menor e o maior lado entre 0,5 e 0,8, enquanto a segunda, caracteriza-se por apresentar tal relação entre 0,8 e 1 (CAMPOS FILHO, 2011a, p. 27-28). Em lajes isótropas, considera-se a armadura positiva igual nos dois sentidos, enquanto que em lajes ortótropas, as mesmas são dimensionadas considerando-se momentos diferentes atuando nos dois sentidos.

Em relação aos momentos negativos, segundo Campos Filho (2011a, p. 30), “[...] deve-se dimensionar a armadura para o maior entre os dois momentos de engastamento e a menor das alturas úteis. Estas armaduras devem se estender para cada lado do eixo do apoio de um comprimento igual a  $\frac{1}{4}$  do maior dos vãos menores das duas lajes consideradas.”. Já nos apoios de bordas de lajes, segundo o mesmo autor, “[...] deve ser colocada uma armadura de contorno de valor igual a  $\frac{1}{4}$  da armadura máxima do vão, não menor do diâmetro 5 mm a cada 20 cm, com uma extensão igual a  $\frac{1}{5}$  do vão menor da laje.”.

Ainda, o autor prevê que a taxa de armadura ( $\rho_s$ ) deve ser sempre maior que a taxa mínima de armaduras ( $\rho_{\min}$ ), conforme a tabela 1 e a fórmula 1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 143):

$$\rho_s = \frac{A_s}{bh} \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

$\rho_s$  = taxa de armadura;

$A_s$  = área de armadura;

$b$  = largura fictícia da laje, normalmente adotada como 100 cm;

$h$  = espessura da laje.

Tabela 1 – Taxas mínimas para armaduras de aço CA-50 em lajes

$f_{ck}$	20	25	30	35	40	45	50
$\rho_{min}$	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288

(fonte: CAMPOS FILHO, 2011a, p. 13)

Ainda, recomenda-se (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 153):

- a) as armaduras devem ser dispostas de forma que se possa garantir o seu posicionamento durante a concretagem;
- b) qualquer barra de armadura de flexão deve ter diâmetro máximo igual a  $h/8$ ;
- c) as barras da armadura principal de flexão devem apresentar espaçamento no máximo igual a  $2h$  ou 20 cm [...];
- d) a armadura secundária de flexão deve ser igual ou superior a 20% da armadura principal, mantendo-se, ainda, um espaçamento entre barras de, no máximo, 33 cm [...].

Ainda, em relação à escolha de bitolas e espaçamentos, recomenda-se (CAMPOS FILHO, 2011a, p. 13):

- a) para a armadura negativa: diâmetro mínimo de 5 mm e espaçamento entre 15 e 20 cm;
- b) para a armadura positiva: diâmetro mínimo de 4,2 mm e espaçamento entre 10 e 15 cm.

### 3.3 VIGAS

Vigas são elementos lineares, cuja principal função é distribuir as cargas das lajes e paredes aos pilares. “Usualmente, as ações das lajes sobre as vigas são consideradas como cargas uniformemente distribuídas.” (ARAÚJO, 2010, p. 192). Além das cargas das lajes, as vigas também estão sujeitas às cargas das paredes, que, segundo a NBR 6120, podem ser adotadas, para tijolos furados, com peso específico igual a 13 kN/m<sup>3</sup> (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 2). As vigas podem ser biapoiadas, quando apresentam apenas momento positivo, ou contínuas, quando apresentam momento positivo nos vãos e negativo nos apoios intermediários.

Para efeito de distribuições de esforços internos, as vigas de concreto armado são estudadas como sendo semelhantes à treliças fictícias. Tais treliças fictícias resistem aos esforços de cisalhamento e flexão no estágio III (trabalho não publicado)<sup>1</sup>. Com relação aos esforços que atuam na treliça idealizada, pode-se definir um paralelo entre os elementos da treliça e os elementos do concreto armado:

- a) banzo superior comprimido, formado de concreto ou concreto e armadura comprimida;
- b) banzo tracionado, formado pela armadura longitudinal tracionada;
- c) montantes, formados pelos estribos;
- d) diagonais comprimidas à 45°, formadas pelo concreto.

Com relação ao dimensionamento, as vigas devem ser dimensionadas no estágio III, que corresponde ao estado limite último, de modo que o concreto apresente comportamento plástico na zona comprimida (ou seja, não mais obedeça a Lei de Hooke). Com relação às deformações da seção transversal, as vigas devem ser dimensionadas no domínio 3, para melhor aproveitar a resistência dos materiais, de modo a obter uma peça estrutural que gaste menos materiais e, em consequência, seja mais econômica (trabalho não publicado)<sup>2</sup>. Nos itens que se seguem, são descritos os parâmetros e considerações básicas de projeto para o dimensionamento de vigas.

---

<sup>1</sup> Apostila elaborada pela professora Virgínia Maria Rosito d'Ávila Bessa, para a disciplina de Concreto Armado I, do Curso de Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, para o semestre de 2010/2.

<sup>2</sup> Idem

### 3.3.1 Considerações da NBR 6118

A NBR 6118 permite que se considerem as estruturais usuais de edifícios como contínuas (simplesmente apoiadas nos pilares), desde que se leve em conta algumas limitações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 82-83):

- a) o menor momento positivo a ser considerado é o que ocorre caso se considere o apoio interno como um engaste perfeito;
- b) o menor momento negativo (em valor absoluto) a ser considerado é o de engastamento perfeito, caso a viga se encontre com o pilar intermediário e a largura do apoio, na direção do eixo da viga, for maior que 25% da altura do pilar;
- c) deve-se considerar a influência do trabalho conjunto dos pilares com a viga, através da consideração, nos apoios extremos, de um momento fletor de engastamento perfeito multiplicado pelos devidos coeficientes que levam em consideração a rigidez dos tramos superior e inferior do pilar, além da rigidez da própria viga.

A Norma ainda estabelece que a distribuição de tensões no concreto ocorre de acordo com o diagrama parábola-retângulo, com tensão de pico igual a  $0,85 f_{cd}$ . O diagrama pode ser substituído por um retângulo de altura 0,8 vezes a profundidade da linha neutra ( $x$ ) (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 107-108).

### 3.3.2 Armaduras longitudinais

Conforme a NBR 6118, “O dimensionamento das armaduras longitudinais deve conduzir a um conjunto de esforços resistentes que constituam envoltória dos esforços solicitantes determinados na análise estrutural [...]” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 107). As armaduras longitudinais têm por função principal resistir aos momentos fletores atuantes nas vigas. Segundo Araújo (2010, p. 201), “As armaduras longitudinais são calculadas para os máximos momentos positivos nos vãos e para os momentos negativos sobre os apoios da viga.”

### 3.3.2.1 Armaduras longitudinais mínimas

A NBR 6118 estabelece valores de armaduras longitudinais mínimas, através da tabela 2. Esta taxa é variável em função da geometria da seção e da resistência característica à compressão do concreto utilizado.

Tabela 2 – Taxas mínimas de armaduras de flexão para vigas

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^{1)}$ ( $A_{s,\min}/A_c$ )							
	$f_{ck}$ $\omega_{\min}$	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288
T (mesa comprimida)	0,024	0,150	0,150	0,150	0,150	0,158	0,177	0,197
T (mesa tracionada)	0,031	0,150	0,150	0,153	0,178	0,204	0,229	0,255
Circular	0,070	0,230	0,288	0,345	0,403	0,460	0,518	0,575

<sup>1)</sup> Os valores de  $\rho_{\min}$  estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50,  $\gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_s = 1,15$ . Caso esses fatores sejam diferentes,  $\rho_{\min}$  deve ser recalculado com base no valor de  $\omega_{\min}$  dado.

NOTA Nas seções tipo T, a área da seção a ser considerada deve ser caracterizada pela alma acrescida da mesa colaborante.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 117)

### 3.3.2.2 Espaçamento mínimo entre barras

Para evitar falhas de concretagem e o não envolvimento das armaduras pelo concreto, a NBR 6118 estabelece espaçamentos mínimos entre as barras da armadura longitudinal, medidos no plano da seção transversal da viga.

Na direção horizontal, o espaçamento mínimo é o maior entre os seguintes valores (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 132):

- a) 20 mm;
- b) diâmetro da barra;
- c) 1,2 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

Já na direção vertical, o espaçamento mínimo é o maior entre os seguintes valores (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 132):

- a) 20 mm;
- b) diâmetro da barra;
- c) 0,5 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

### 3.3.2.2 Ancoragem

Segundo a NBR 6118, “Todas as barras das armaduras devem ser ancoradas de forma que os esforços a que estejam submetidas sejam integralmente transmitidos ao concreto [...]” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 33). Segundo Araújo (2010, p. 212-213), “Pelo menos 1/3 da armadura longitudinal de tração, existente no vão das vigas biapoiadas ou nos vãos externos das vigas contínuas, deve ser prolongado até os apoios de extremidade.”. Já em apoios internos, caso o valor absoluto do momento negativo for menor que 50% do momento positivo máximo no vão, prolonga-se ao menos 1/3 da armadura longitudinal de tração, caso contrário, prolonga-se 1/4.

### 3.3.3 Armaduras transversais

Nas vigas, é necessário que se coloquem armaduras transversais (usualmente chamadas de estribos), para combater aos esforços de cisalhamento. Com relação ao estudo do cisalhamento, “[...] não se pode considerar o esforço cortante agindo isoladamente, mas sim simultaneamente com o momento fletor.” (trabalho não publicado)<sup>3</sup>.

Para o dimensionamento dos estribos, foi utilizado o Modelo 1 da NBR 6118, o qual “[...] admite diagonais de compressão inclinadas de 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural [...]” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 122). A Norma ainda estabelece que o diâmetro mínimo dos estribos é de 5 mm e o máximo é de 10% do valor da largura da viga (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 134). Como uma última simplificação, a NBR 6118 permite que sejam feitas reduções nos esforços cortantes atuantes nos apoios, caso a carga e a reação do apoio

---

<sup>3</sup> Apostila elaborada pela professora Virgínia Maria Rosito d’Avila Bessa, para a disciplina de Concreto Armado I, do Curso de Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, para o semestre de 2010/2.

sejam aplicadas em faces opostas das peças (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 120).

### 3.4 PILARES

Pilares são elementos estruturais verticais que têm por principal função receber as cargas das vigas e transmiti-las às fundações. Eles são submetidos principalmente à flexo-compressão.

O dimensionamento da seção à flexo-compressão normal dos pilares foi feito através da utilização de programa computacional. O software determina as áreas de armaduras longitudinais necessárias para resistir a essa combinação de solicitações.

#### 3.4.1 Cálculo das solicitações nos pilares

Inicialmente, verifica-se se a estrutura pode ser considerada como de nós fixos ou tem de ser considerada como de nós móveis, através da verificação do parâmetro de instabilidade que leva em conta a rigidez dos pilares, as cargas verticais atuantes nos pavimentos e a altura da edificação. Ainda, se a estrutura for considerada de nós fixos, pode-se desconsiderar os efeitos globais de segunda ordem. Se ela for de nós móveis, deve-se considerar as imperfeições globais de segunda ordem, que decorrem do desaprumo da estrutura. Em ambos os casos, devem ser verificados os efeitos da falta de retinidade do pilar (CAMPOS FILHO, 2011b, p. 5-7).

Segundo Campos Filho (2011b, p. 9), para o projeto, classifica-se os pilares em três tipos: intermediários, de extremidade e de canto. Eles estão, respectivamente, submetidos à compressão centrada, flexão normal composta e flexão oblíqua composta.

Ainda, “[...] pode ser utilizado o modelo clássico de viga contínua, simplesmente apoiada nos pilares, para o estudo das cargas verticais.”. Deve-se multiplicar os momentos fletores iguais aos momentos fletores de engastamento perfeito por coeficientes que consideram a rigidez da viga que se apoia no pilar, além da rigidez dos tramos superior e inferior do pilar (CAMPOS FILHO, 2011b, p. 10).

### 3.4.2 Análise de elementos isolados

A verificação relativa à necessidade de consideração dos efeitos locais de segunda ordem é feita em função da esbeltez do pilar individual ( $\lambda$ ). A esbeltez é dada pela fórmula 2 (CAMPOS FILHO, 2011b, p. 11):

(fórmula 2)

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

Onde:

$\lambda$  = esbeltez do pilar;

$l_e$  = comprimento equivalente do pilar;

$i$  = raio de giração do pilar.

### 3.4.3 Detalhamento de pilares

Nos próximos itens, são descritas as recomendações no que se refere ao detalhamento de pilares.

#### 3.4.3.1 Armaduras longitudinais

Existem limites para os diâmetros mínimos e máximos das armaduras longitudinais e as taxas mínimas e máximas de armaduras longitudinais. Segundo a NBR 6118, o diâmetro das barras longitudinais não deve ser inferior a 10 mm e nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 136). A taxa máxima de armadura longitudinal deve ser 8% da área de concreto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 119). Na tabela 3 é apresentada a taxa mínima de armadura ( $\rho_{\min}$ ), levando em consideração o uso de aço CA-50, sendo  $v$  a força normal reduzida que atua no pilar, a qual é obtida pela razão entre o esforço normal de cálculo e o produto da área da seção transversal com a resistência à compressão de cálculo do concreto (CAMPOS FILHO, 2011b, p.12).

Tabela 3 – Taxas mínimas de armaduras para pilares

Valores de $\rho_{min}^*$							
%							
Valores de $f_{ck}$	20	25	30	35	40	45	50
Valores de $v$							
0,1	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
0,2	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
0,3	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
0,4	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,444	0,493
0,5	0,400	0,400	0,400	0,431	0,493	0,554	0,616
0,6	0,400	0,400	0,444	0,518	0,591	0,665	0,739
0,7	0,400	0,431	0,518	0,604	0,690	0,776	0,863
0,8	0,400	0,493	0,591	0,690	0,789	0,887	0,986

\*Para aço CA-50,  $\gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_s = 1,15$ .

(fonte: CAMPOS FILHO, 2011b, p. 16)

Ainda, em relação às armaduras longitudinais, elas devem apresentar o comprimento de espera, que garanta que a força exercida na barra é integralmente transmitida ao concreto. De modo a evitar falhas de concretagem, o espaçamento entre as armaduras longitudinais deve ser o maior dentre os seguintes valores (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 136):

- a) 20 mm;
- b) o diâmetro da barra ou o diâmetro do feixe ou da luva;
- c) 1,2 vezes a dimensão máxima do agregado graúdo.

#### 3.4.3.2 Armaduras transversais

Basicamente, a função dos estribos em um pilar é combater a flambagem e garantir o posicionamento das armaduras longitudinais durante a concretagem. Eles devem ser colocados ao longo de todo o pilar, sendo obrigatória na região de encontro com lajes e vigas. O diâmetro mínimo a ser utilizado nos estribos de pilares é igual a 5 mm ou 1/4 do diâmetro das barras. O espaçamento longitudinal entre estribos deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 137):

- a) 200 mm;
- b) menor dimensão da seção;

c) 12 diâmetros para aço CA-50.

### 3.5 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

Segundo a NBR 6118, os estados limites de serviço “[...] são aqueles relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas [...]” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 50). O presente trabalho analisa os estados limites de serviço de deslocamentos limites (flechas) em lajes e vigas e de fissuração excessiva em vigas. Como as flechas em lajes são analisadas no item 3.2.3.1, não são tratadas no presente capítulo. A verificação dos estados limites de serviço é realizada através de um programa computacional.

#### 3.5.1 Ações a considerar

Para a seleção dos coeficientes de ponderações de ações, deve-se considerar, para o estado limite de deformações excessivas, combinações quase-permanentes. Já para a investigação da abertura de fissuras, utiliza-se, geralmente, combinações frequentes (ARAÚJO, 2010, p. 240).

#### 3.5.2 Abertura de fissuras

Como o concreto possui uma baixa resistência à tração, é inevitável o aparecimento de fissuras no mesmo. A abertura de fissuras tem um efeito tanto no que se refere à aceitabilidade visual dos usuários quanto na durabilidade das armaduras (CAMPOS FILHO, 2011c, p. 10). A NBR 6118 define os valores de aberturas máximas ( $w_k$ ), em função da classe de agressividade ambiental (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 72), conforme o quadro 4.

Quadro 4 – Abertura máxima de fissuras em vigas

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental	Abertura máxima de fissuras $w_k$	Combinações de ações a utilizar
Concreto armado	CAA I	0,4 mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	0,3 mm	
	CAA IV	0,2 mm	

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 72)

### 3.5.3 Deformações excessivas

A máxima flecha admissível em vigas segue o mesmo critério adotado para flechas em lajes, indicadas anteriormente no quadro 3. O processo a ser adotado para vigas considera o comportamento da estrutura como elástico e linear, sendo as estruturas consideradas no estágio I, caso os esforços sejam inferiores aos que dão início à fissuração. Em caso contrário, considera-se o estágio II (CAMPOS FILHO, 2011c, p. 15).

## 4 ORÇAMENTO

O orçamento considerado no trabalho leva em consideração materiais (somente concreto e aço) e mão de obra. Não são considerados custos indiretos.

De acordo com Mattos (2006, p. 22):

[...] um orçamento é determinado somando-se custos diretos – mão de obra de operários, material, equipamento – e os custos indiretos – equipes de supervisão e apoio, despesas gerais do canteiro de obras, taxas, etc. – e por fim adicionando-se impostos e lucro para se chegar ao preço de venda.

Jesus e Barros (2009, p. 3) entendem por custos diretos “[...] os custos dos insumos – materiais, mão de obra e equipamentos – essencialmente necessários para a produção de um bem ou serviço [...]”, enquanto custos indiretos são “[...] decorrentes da estrutura da obra e da empresa e que não podem ser atribuídos exclusivamente à produção de um dado bem ou execução de um serviço [...]”.

Englobando os custos indiretos, existe o conceito de BDI. Na TCPO (TABELAS..., 2008, p. 9):

BDI é uma taxa que se adiciona ao custo de uma obra para cobrir as despesas indiretas que o construtor tem, mais o risco do empreendimento, as despesas financeiras incorridas, os tributos incidentes na operação e eventuais despesas de comercialização. O lucro do empreendedor e o seu resultado são frutos de uma operação matemática baseada em dados objetivos envolvidos em cada obra.

Conforme dito anteriormente, a presente pesquisa considera apenas os custos diretos de materiais e mão de obra na elaboração do orçamento. Inicialmente, levanta-se os quantitativos de materiais e mão de obra, com base nas tabelas de composições de custos da TCPO (TABELAS..., 2008), disponíveis no anexo A. Após isso, são levantados os custos unitários de mão de obra e materiais, através de consultas à revista Guia da Construção e fornecedores. Em virtude da muito provável variação de custos unitários, o levantamento dos mesmos deve ocorrer apenas quando da efetiva realização do orçamento.

Em relação à elaboração das composições de custos, inicialmente são levantados os materiais (aço e concreto) e mão de obra necessários para a montagem das armaduras (que já chegam

na obra cortadas e dobradas) e para o transporte, lançamento, adensamento e acabamento de concreto dosado em central. Como as dimensões das peças estruturais são muito parecidas em todos os diferentes dimensionamentos, não se consideram os cálculos de fôrmas e escoramentos, que fazem muito pouca diferença no comparativo final.

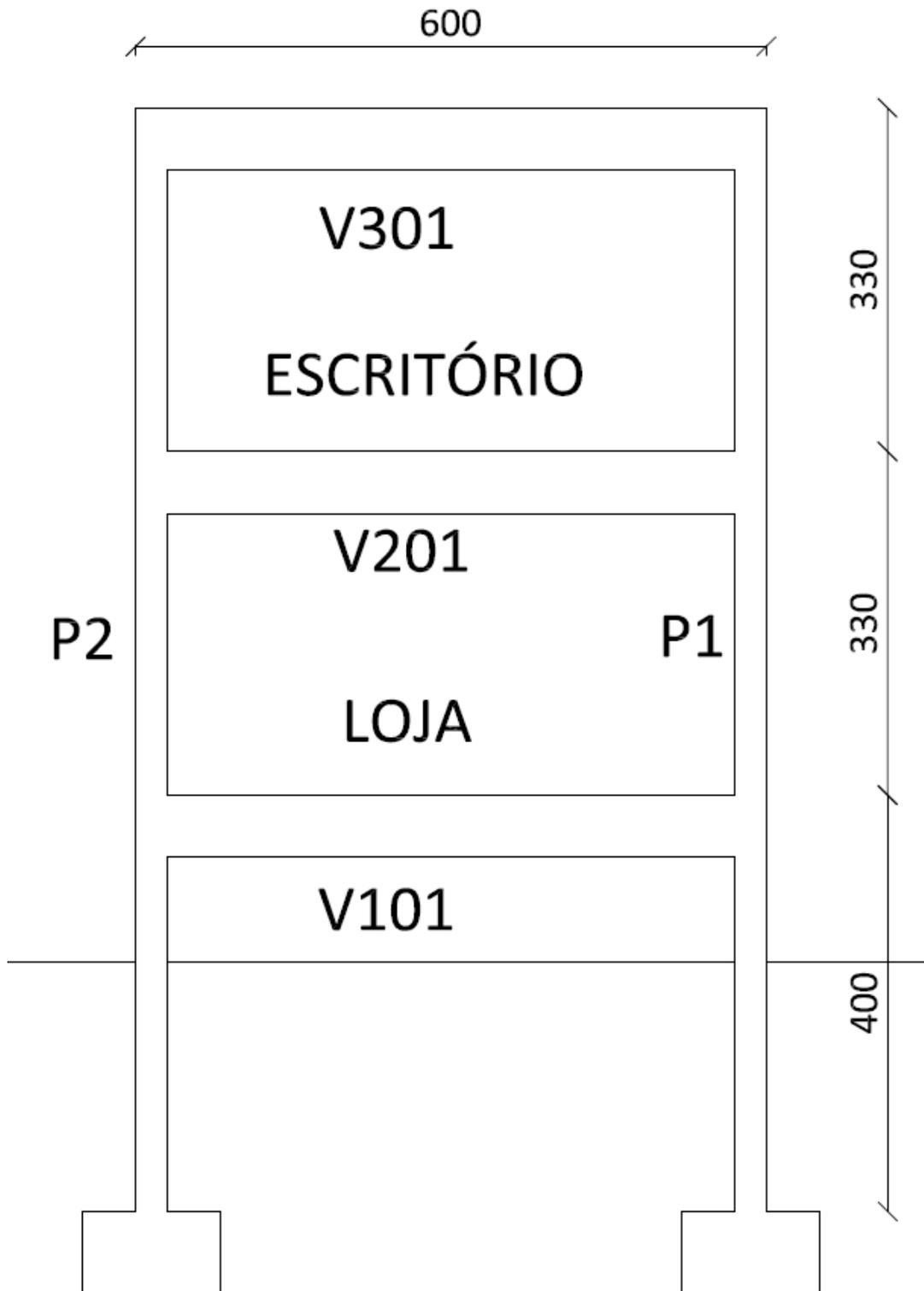
## **5 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 6118/2007 DA ESTRUTURA**

O dimensionamento segundo a NBR 6118/2007 da estrutura foi realizado com cálculos através de planilhas Excel, bem como com a utilização de outros programas computacionais de aplicação acadêmica (a serem indicados nos respectivos itens). A seguir, são descritos a concepção básica da estrutura, bem como as informações básicas do dimensionamento das estruturas, juntamente com a apresentação das plantas de armaduras das mesmas e com os respectivos quantitativos de materiais e custos.

### **5.1 CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA**

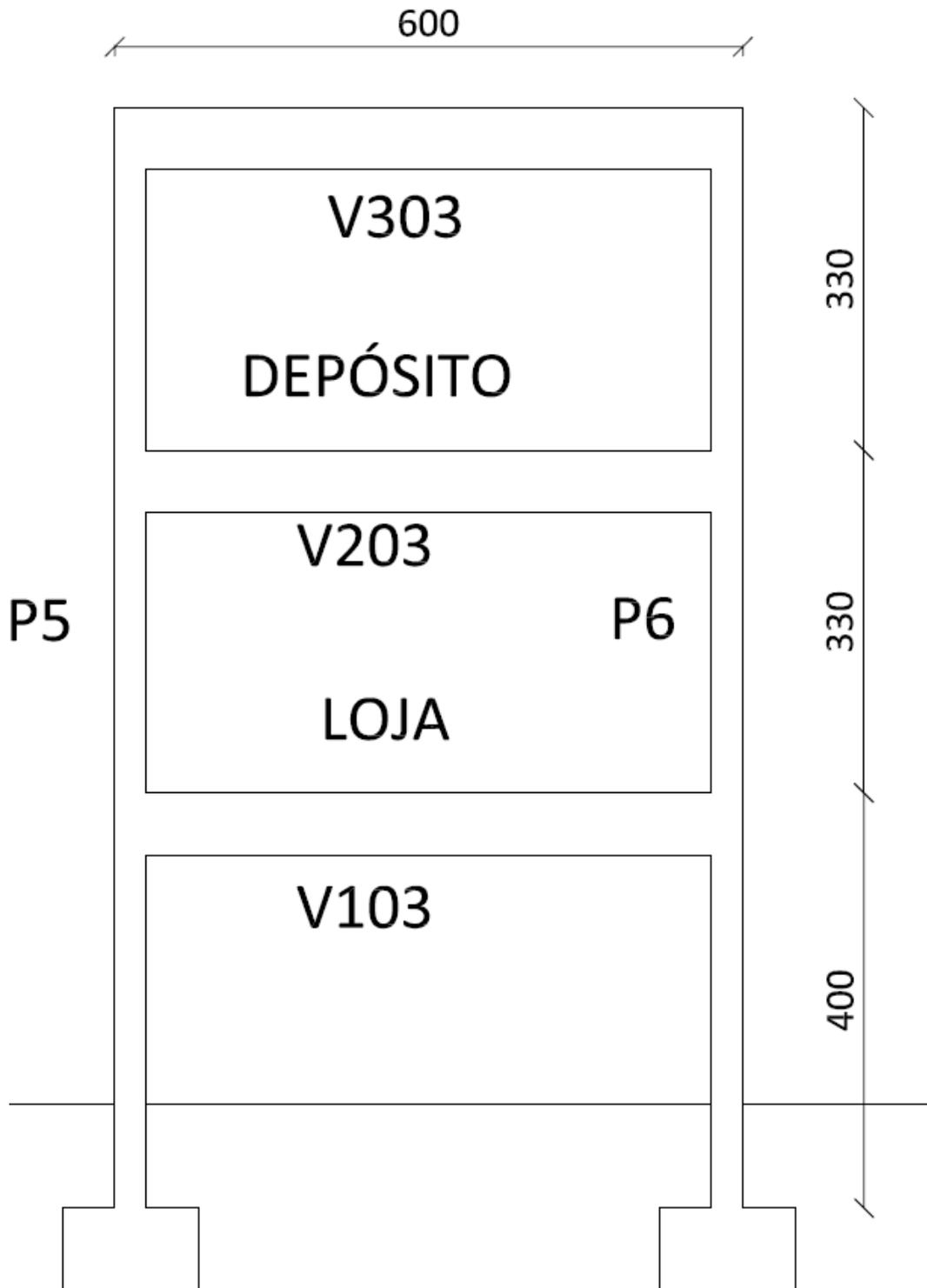
A estrutura trata-se de um empreendimento comercial de pequeno porte, constituído por três pavimentos totalizando cinco lajes, e é localizada em zona urbana. O empreendimento possui uma loja no pavimento térreo, um escritório e um depósito no segundo pavimento e o reservatório de água na cobertura. Foi definido que todas as vigas têm, necessariamente, a mesma seção transversal. O concreto utilizado possui resistência característica à compressão de 25 MPa. O cobrimento das armaduras utilizado é de 30 mm para pilares e vigas e 25 mm para lajes. As figuras 3 a 6 ilustram algumas vistas do empreendimento.

Figura 3 – Vista frontal da estrutura



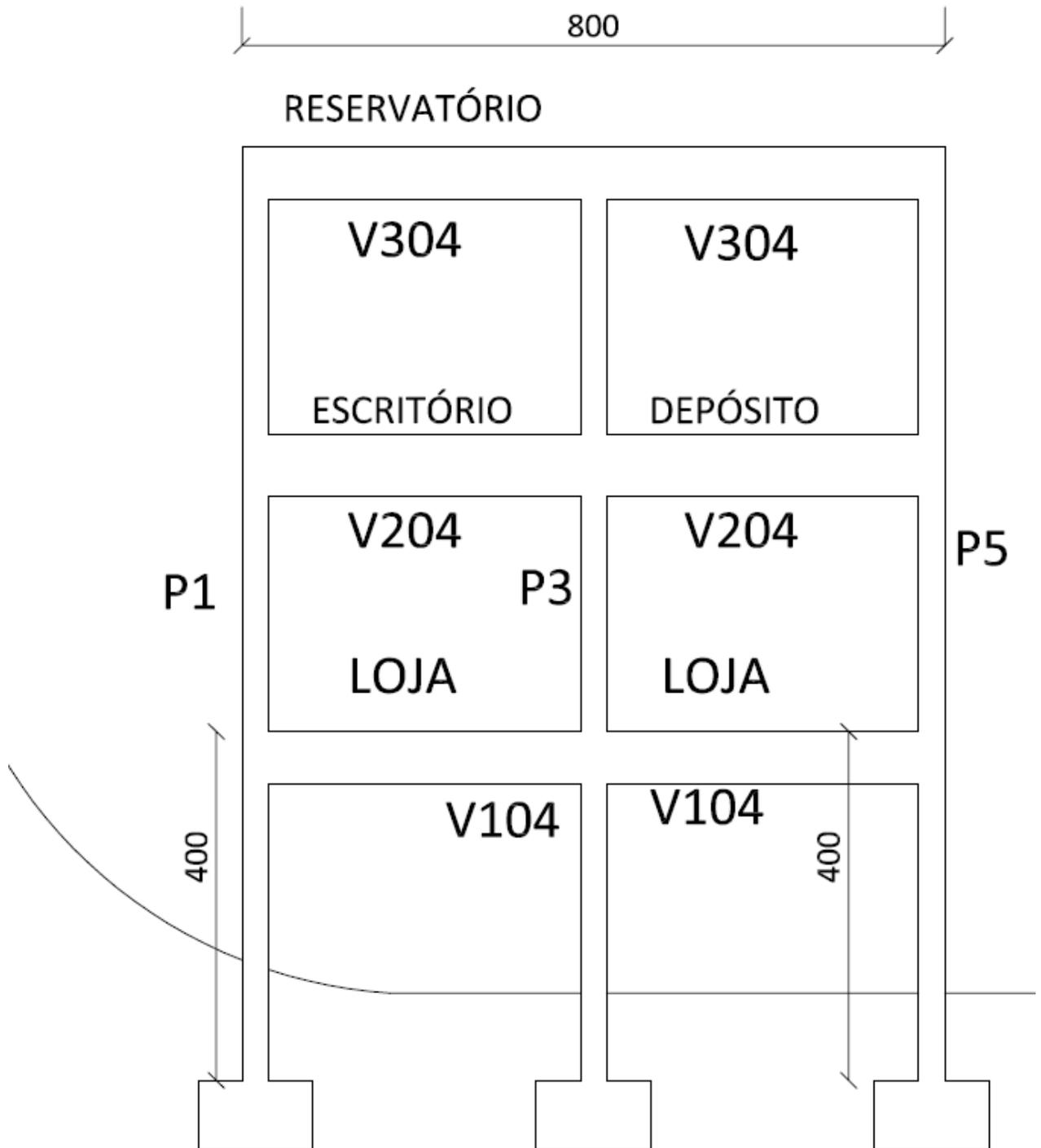
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 4 – Vista posterior da estrutura



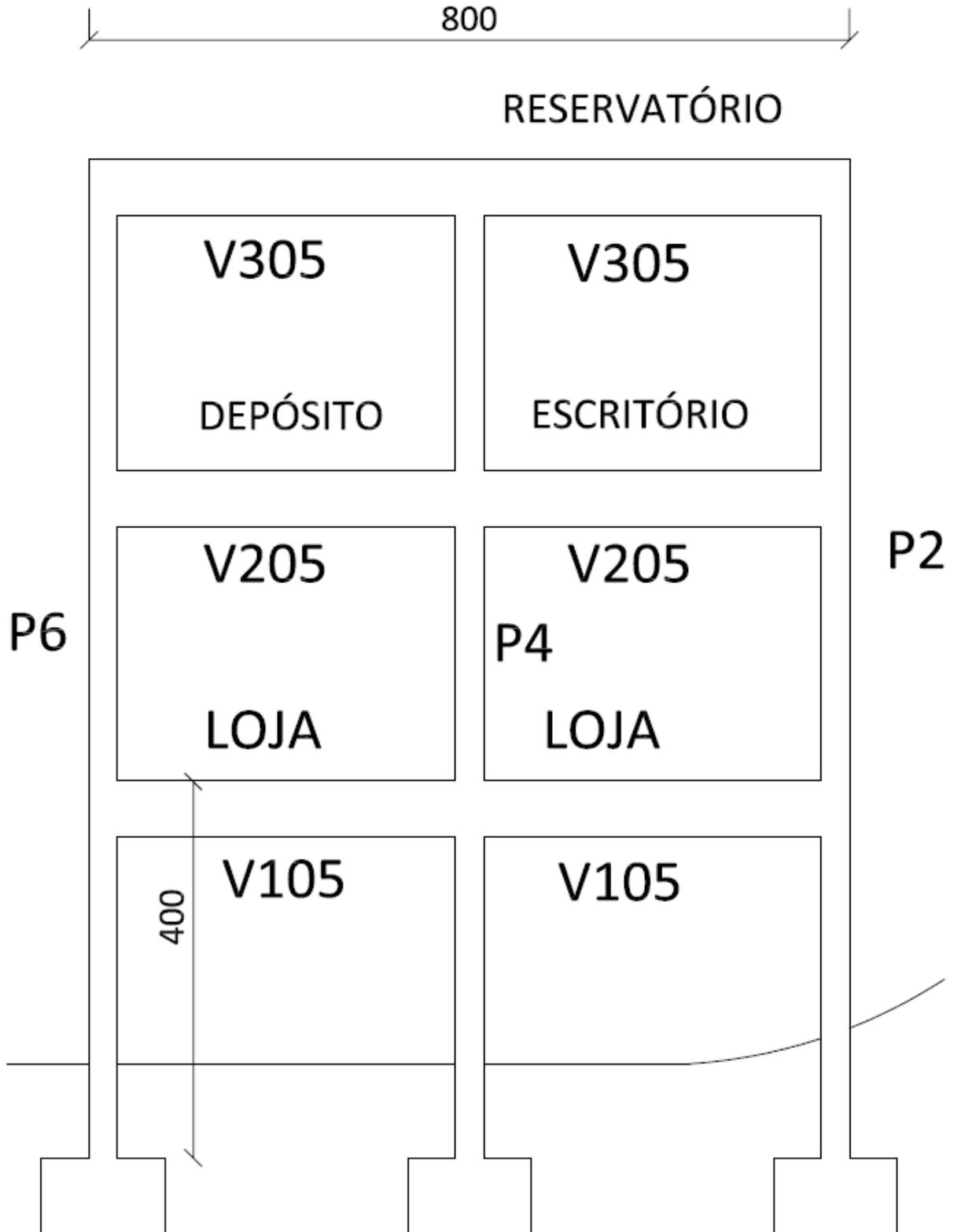
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 5 – Vista lateral esquerda da estrutura



(fonte: elaborado pelo autor)

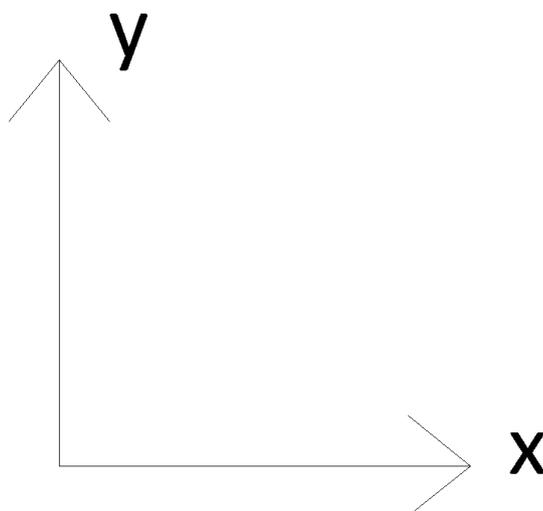
Figura 6 – Vista lateral direita da estrutura



(fonte: elaborado pelo autor)

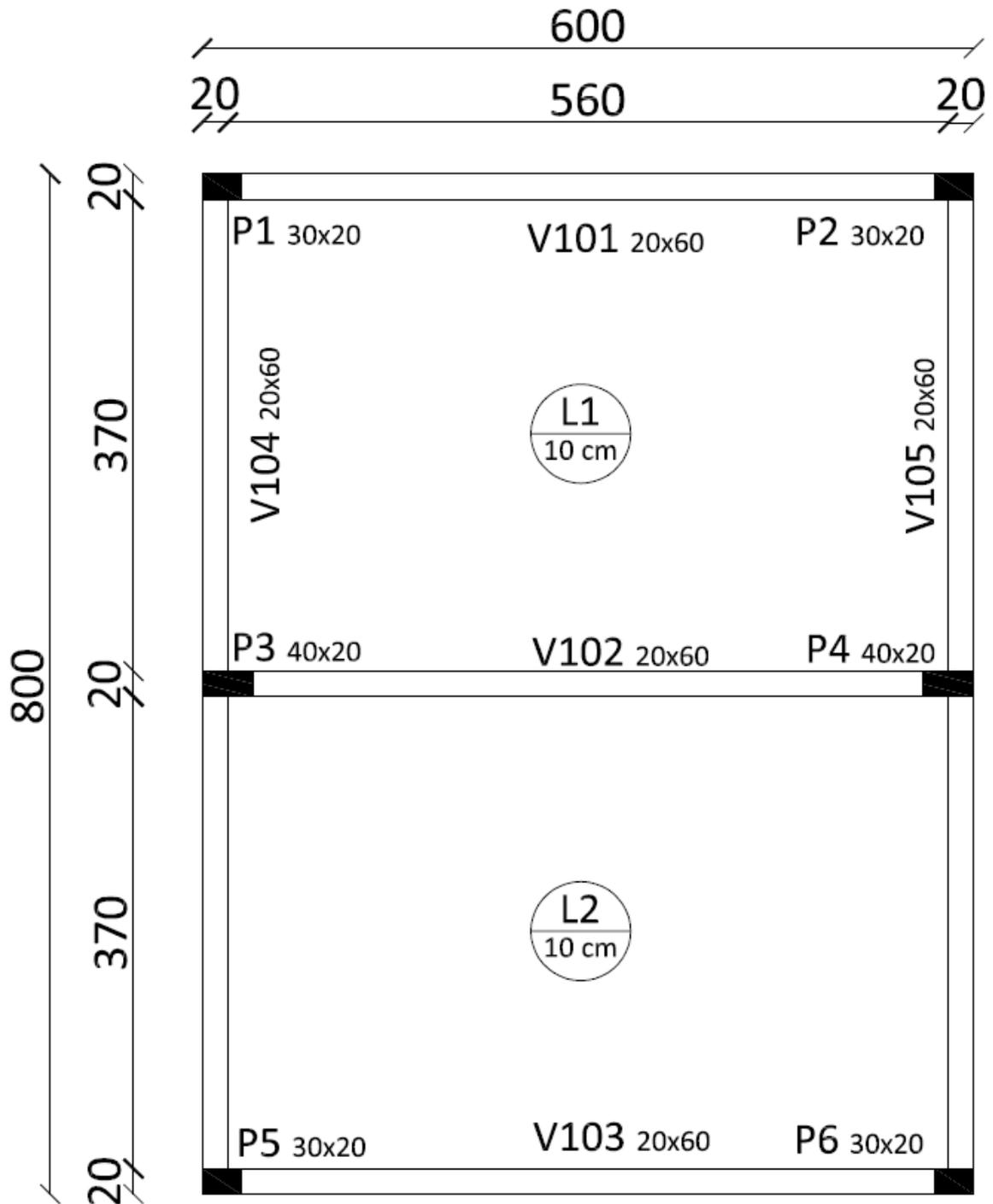
Para representação das plantas, os eixos considerados estão representados na figura 7. Em relação às plantas de fôrmas dos pavimentos, elas são apresentadas nas figuras 8 a 10. As mesmas informam as seções de pilares e vigas e espessuras de lajes adotadas pelo autor do trabalho, as quais podem ser diferentes das soluções propostas pelos profissionais de obra.

Figura 7 – Eixos a serem considerados



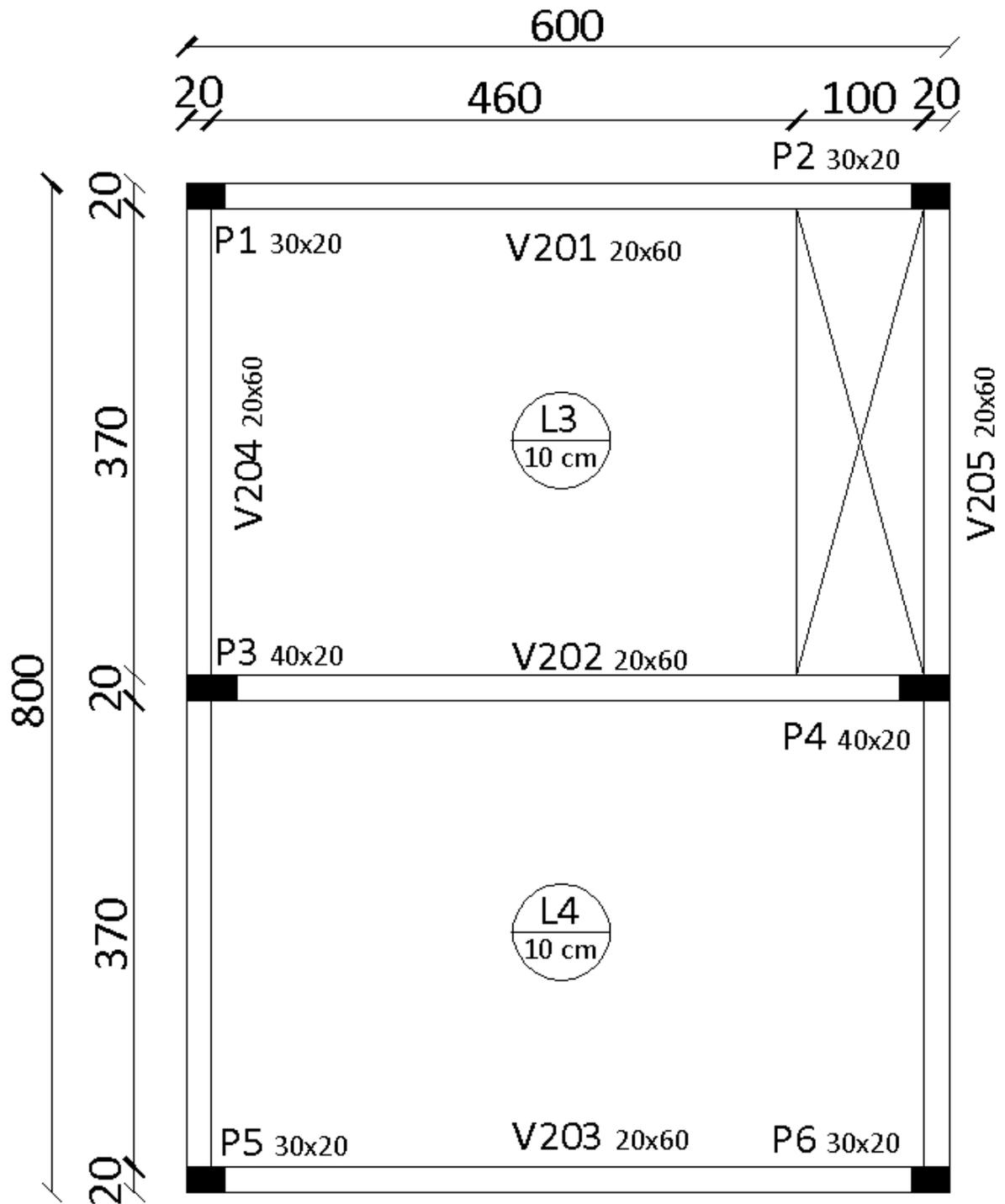
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 8 – Planta de fôrmas do pavimento térreo



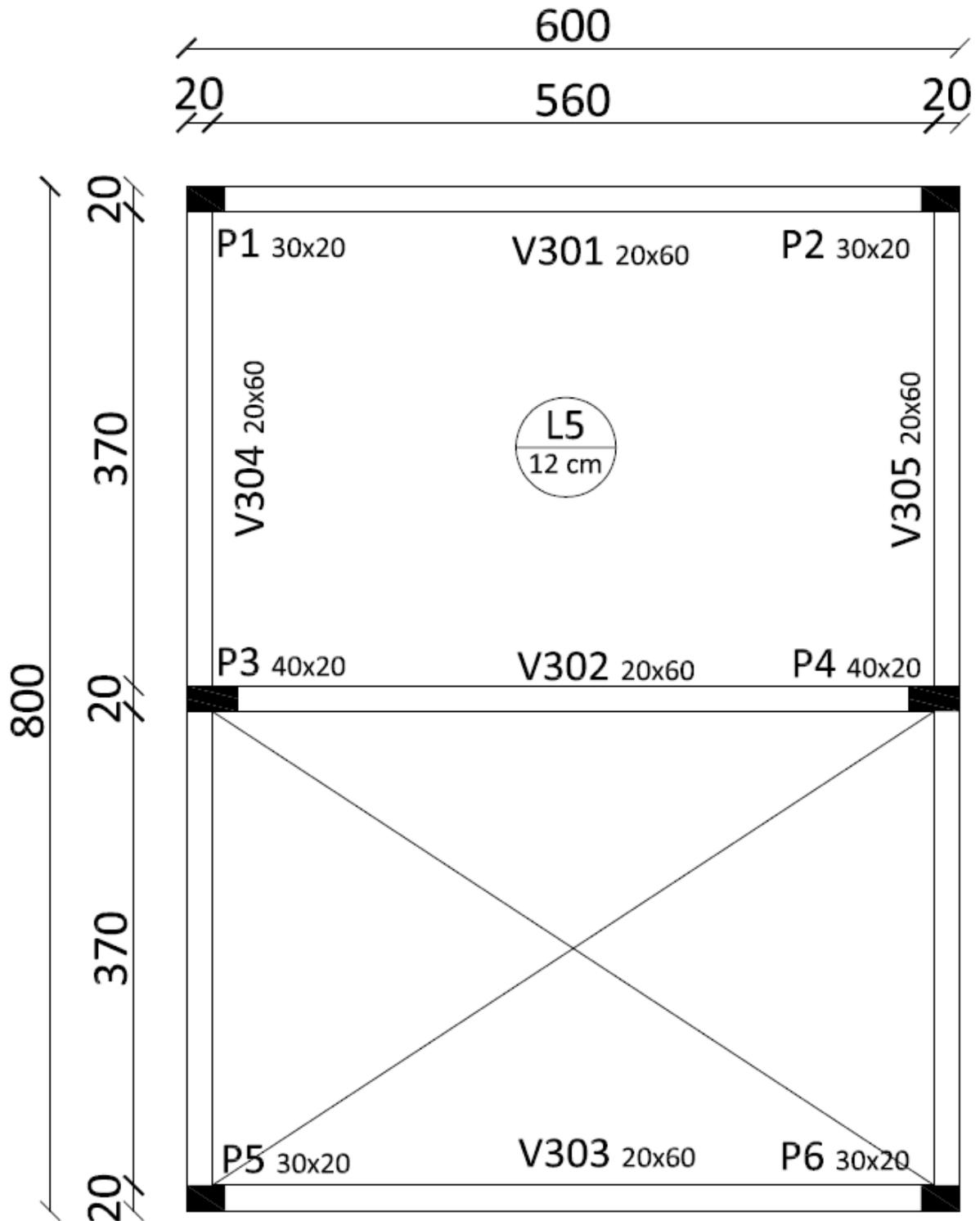
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 9 – Planta de fôrmas do segundo pavimento



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 10 – Planta de fôrmas da cobertura



(fonte: elaborado pelo autor)

## 5.2 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

O dimensionamento dos pilares foi feito em planilhas Excel. Inicialmente, verificou-se a necessidade de considerar ou não os efeitos globais de segunda ordem, através da consideração da estrutura como de nós fixos ou rígidos. A estrutura resultou rígida o suficiente para ser considerada como de nós fixos, de modo que não foi necessária a consideração dos efeitos globais de segunda ordem. Já em relação aos efeitos locais de segunda ordem, cuja necessidade de consideração é obtida através da análise da esbeltez do pilar, mostrou-se necessária a consideração dos mesmos.

Em relação aos cálculos dos momentos de primeira ordem, eles foram realizados como disposto no item 3.4, através da consideração das rigidezes, no que se refere à distribuição dos momentos fletores, das vigas e pilares que se encontram em um nó. Como os momentos de engastamento das vigas contidas no eixo y (V104, V105, V204, V205, V304 e V305) são muitos pequenos, os momentos de primeira ordem neste eixo resultaram inferiores ao mínimo, de modo que se adotou o último. Os resultados finais de momentos de projeto e serviço, bem como de seções de pilares, áreas de aço resistentes e armaduras adotadas estão dispostos na tabela 4. O dimensionamento à flexo-compressão oblíqua foi feito utilizando-se o programa de dimensionamento de seções retangulares de concreto armado à flexão composta oblíqua<sup>4</sup> (figura 11).

Com base na tabela 4, foi desenhada a planta de armaduras dos pilares. Como o trabalho não leva em consideração as fundações, os arranques dos pilares não estão contemplados. As armaduras dos pilares estão nas figuras 12 e 13.

---

<sup>4</sup> Programa desenvolvido pelo professor Américo Campos Filho para a disciplina de Estruturas de Concreto Armado II, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, disponível em <http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/>.

Figura 11 – Interface do programa de flexão composta oblíqua

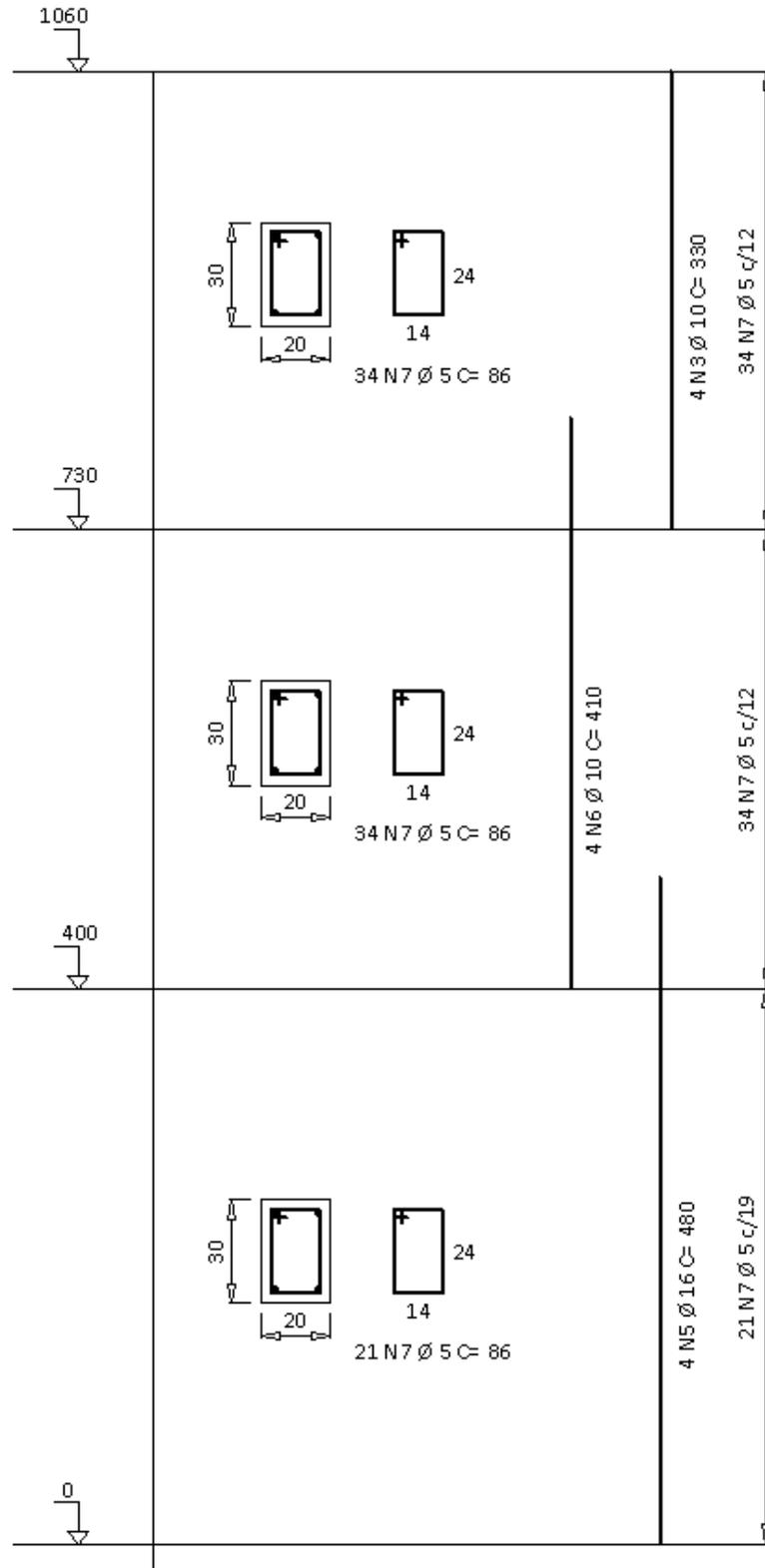
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 4 – Solicitações, áreas de armaduras calculadas e adotadas nos pilares

Pilar	Lance	$M_{d,tot X}$ (kNm)	$M_{d,tot Y}$ (kNm)	$N_d$ (kN)	$M_{k,tot X}$ (kNm)	$M_{k,tot Y}$ (kNm)	$N_k$ (kN)	Seção (cm x cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Adotado
P1	1	22,69	21,83	357,84	16,21	15,59	255,60	30x20	5,74	4 Ø 16 mm
	2	23,37	11,83	245,40	16,69	8,45	175,29	30x20	2,03	4 Ø 10 mm
	3	20,15	6,50	134,84	14,39	4,64	96,31	30x20	---	4 Ø 10 mm
P3	1	39,14	31,58	632,65	27,96	22,55	451,90	40x20	8,33	4 Ø 20 mm
	2	50,87	17,90	376,50	36,34	12,78	268,93	40x20	8,02	4 Ø 20 mm
	3	39,01	6,21	128,80	27,86	4,44	92,00	40x20	2,71	4 Ø 10 mm
P5	1	18,77	15,85	259,88	13,41	11,32	185,63	30x20	1,38	4 Ø 16 mm
	2	20,77	7,11	147,44	14,84	5,08	105,31	30x20	---	4 Ø 10 mm
	3	16,51	1,74	35,98	11,79	1,24	25,70	30x20	---	4 Ø 10 mm

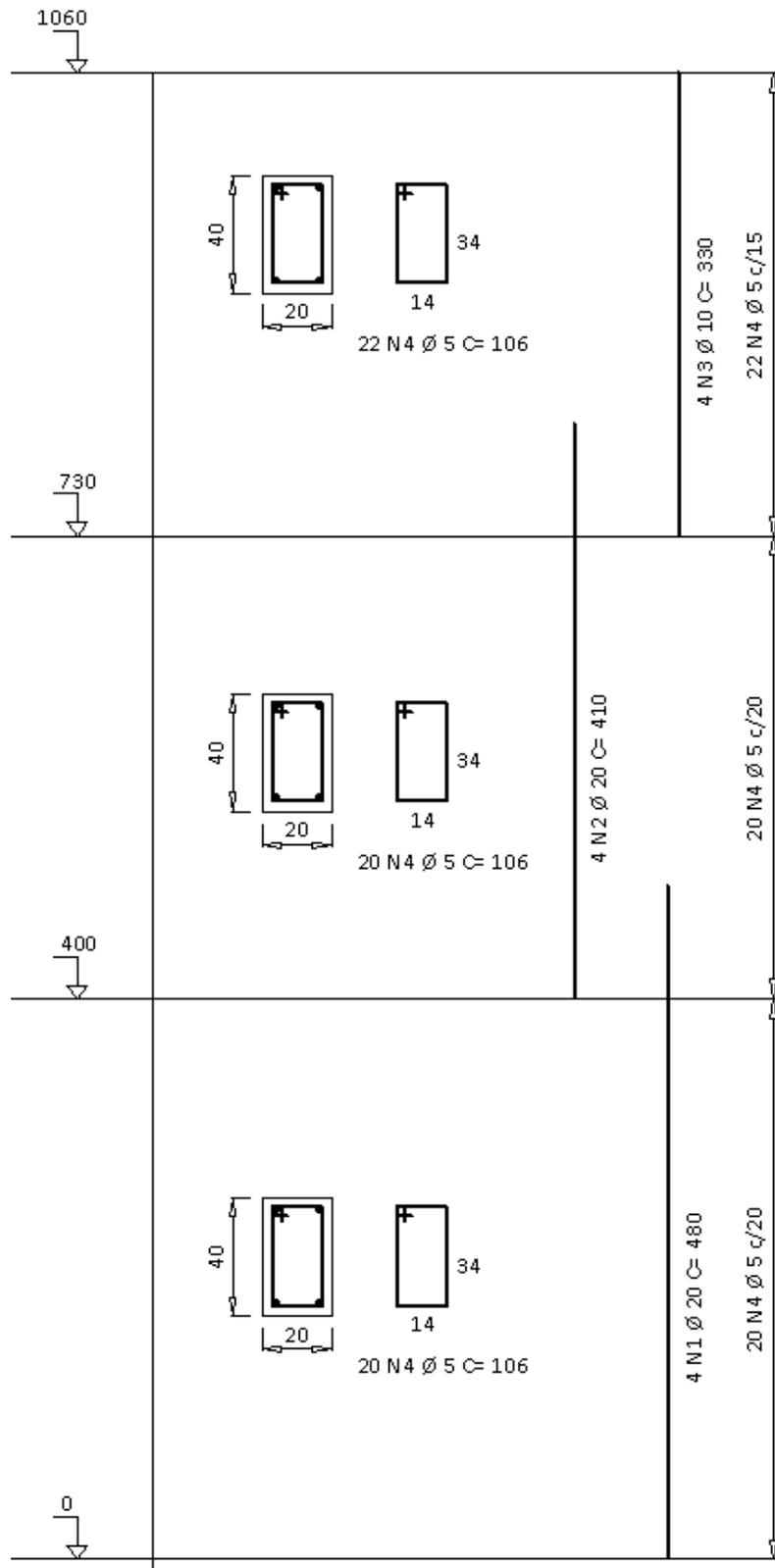
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 12 – Planta de armaduras dos pilares P1, P2, P5 e P6



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 13 – Planta de armaduras dos pilares P3 e P4



(fonte: elaborado pelo autor)

Com base nessas plantas de armaduras, a tabela 5 resume os quantitativos das armaduras dos pilares, bem como expõe os custos dos mesmos. Os pilares P1, P2, P5 e P6 são equivalentes, enquanto os pilares P3 e P4 também o são.

Tabela 5 – Quantitativos e custos das armaduras nos pilares dimensionados segundo a NBR 6118/2007

N	Ø (mm)	Quantidade	Comp. Barra (cm)	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo uni- tário (R\$/kg)	Custo (R\$)
N1	20	8	480	2,466	94,69	3,17	300,18
N2	20	8	410	2,466	80,88	3,17	256,40
N3	10	24	330	0,617	48,87	3,13	152,95
N4	5	124	106	0,154	20,24	3,20	64,77
N5	16	16	480	1,578	121,19	2,70	327,21
N6	10	16	410	0,617	40,48	3,13	126,69
N7	5	356	86	0,154	47,15	3,20	150,88

(fonte: elaborado pelo autor)

Com base na tabela 5, sabe-se que os pilares consumiram 435,5 kg de aço e 5,09 m<sup>3</sup> de concreto, a um custo de, respectivamente, R\$ 1.379,09 e R\$ 1.522,94. A mão de obra é orçada em R\$ 825,54. Deste modo, os custos totais dos pilares são de R\$ 3.727,57.

### 5.3 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

O dimensionamento das lajes foi feito no programa LajeCalc<sup>5</sup>, considerando-se a ocorrência do regime rígido-plástico para o cálculo das solicitações e o método das linhas de ruptura para o cálculo das reações nas vigas. A figura 14 demonstra a interface do programa.

<sup>5</sup> Programa desenvolvido pelo aluno Iuri Carraro Foletto como Trabalho de Conclusão de Curso, no semestre de 2011/2, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

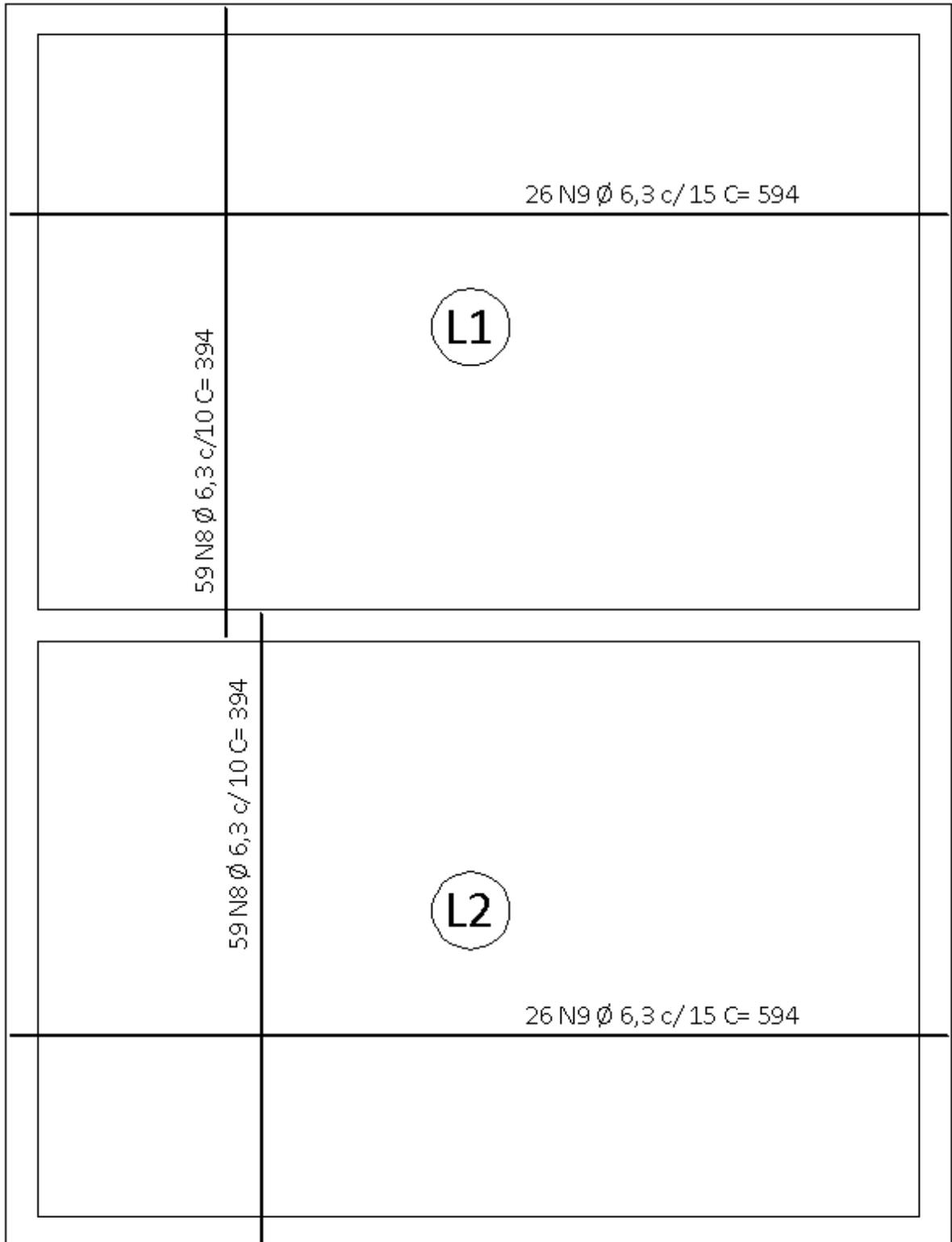
Figura 14 – Interface do programa LajeCalc

(fonte: elaborado pelo autor)

O próprio software indica se a flecha calculada foi menor que a admissível, de modo que cabe ao operador aumentar a espessura caso necessário. A classe de agressividade ambiental considerada foi CAA II, com recobrimento das armaduras de 25 mm para as lajes.

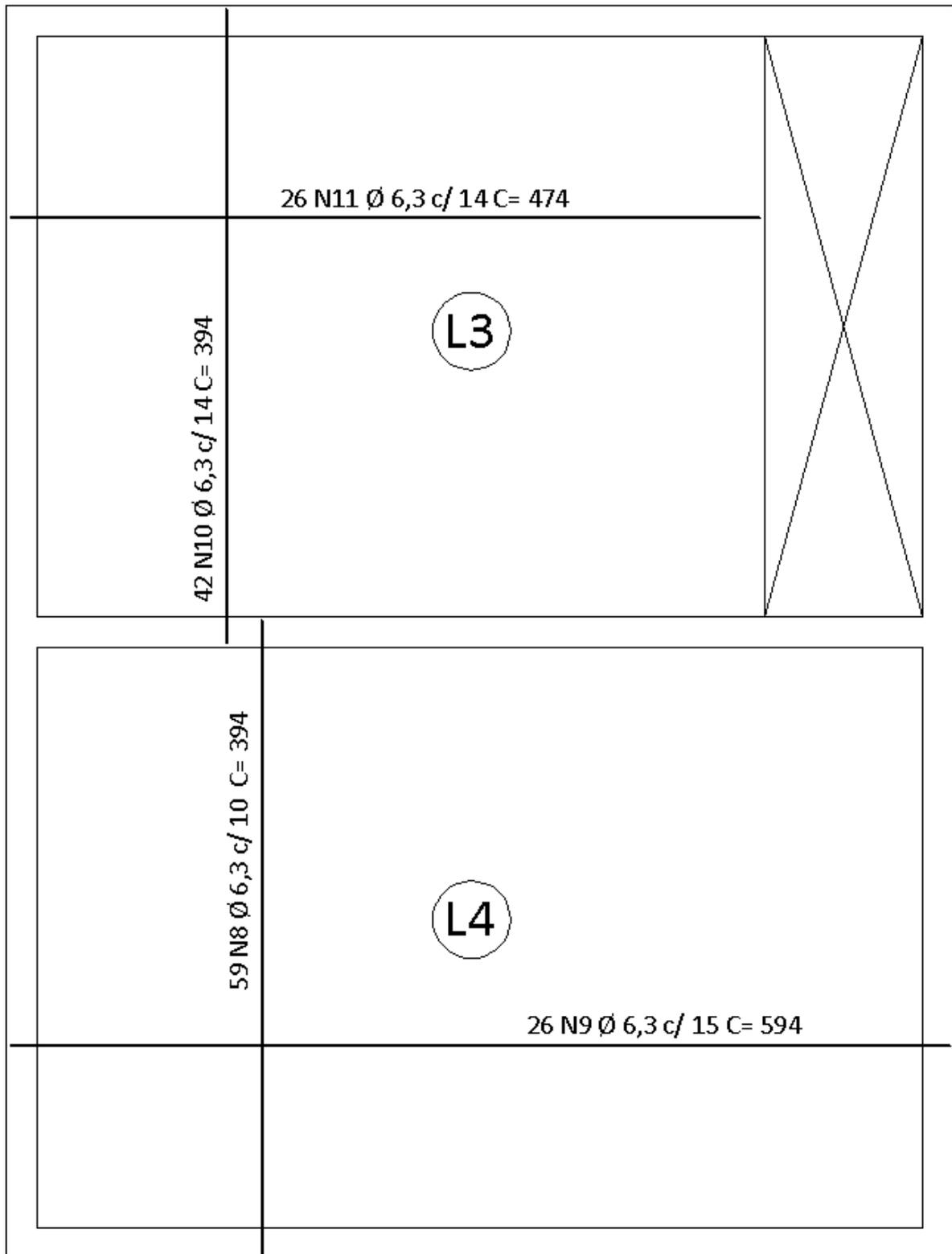
Em relação às cargas, adotou-se, para as lajes L1, L2 e L4, um carregamento permanente de 0,85 kN/m<sup>2</sup> para piso cerâmico, 0,2 kN/m<sup>2</sup> de reboco e o peso próprio da laje. O carregamento acidental considerado foi de 4 kN/m<sup>2</sup>, enquanto que na laje L3 (laje do escritório) as cargas permanentes foram as mesmas e a carga acidental foi de 2 kN/m<sup>2</sup>. Por último, na laje L5 (laje do reservatório), considerou-se uma carga total de 10,2 kN/m<sup>2</sup>, de modo a levar em consideração o peso da água. Conforme pode ser visto nas plantas de fôrmas (figuras 8 a 10), as lajes L1, L2, L3 e L4 resultaram com 10 cm de espessura e a laje L5 com 12 cm. As figuras 15 a 20 demonstram as plantas de armaduras positivas e negativas das lajes, e a figura 21 demonstra o detalhe de reforço da armação junto ao vão da escada. Ainda, a tabela 6 indica os quantitativos de aço e custos dos mesmos para as lajes.

Figura 15 – Planta de armaduras positivas das lajes do pavimento térreo



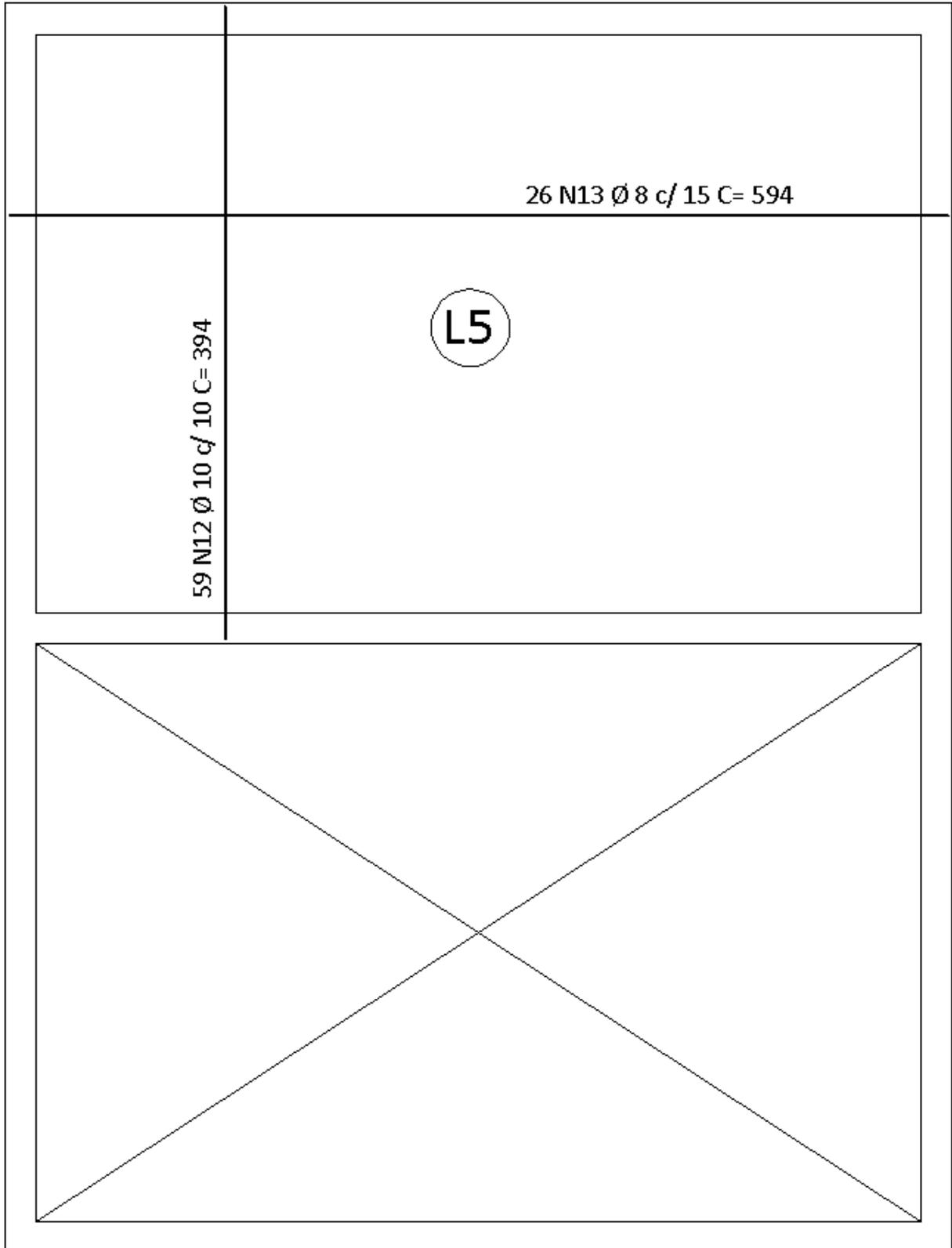
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 16 – Planta de armaduras positivas das lajes do segundo pavimento



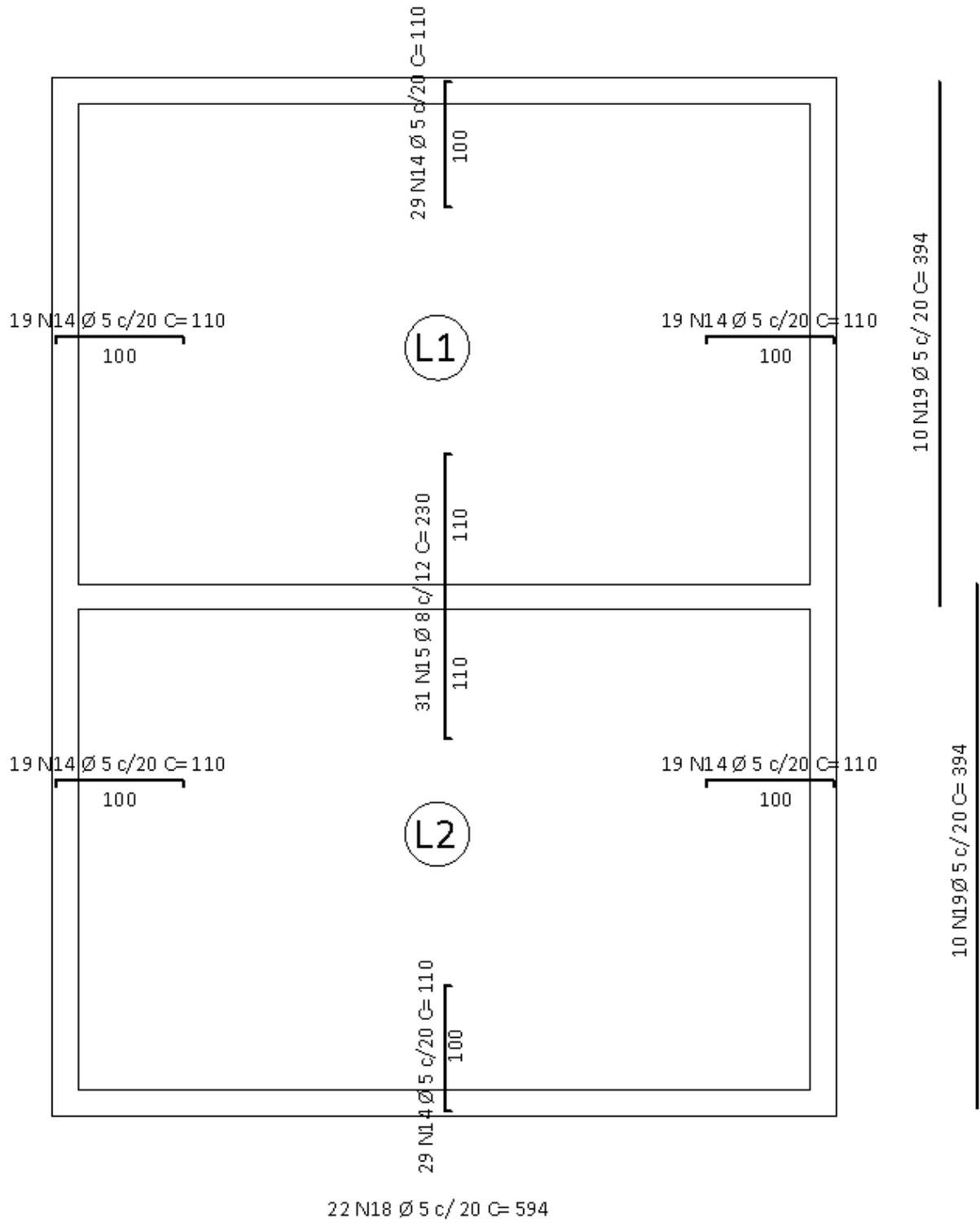
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 17 – Planta de armaduras positivas das lajes da cobertura



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 18 – Planta de armaduras negativas das lajes do pavimento térreo



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 19 – Planta de armaduras negativas das lajes do segundo pavimento

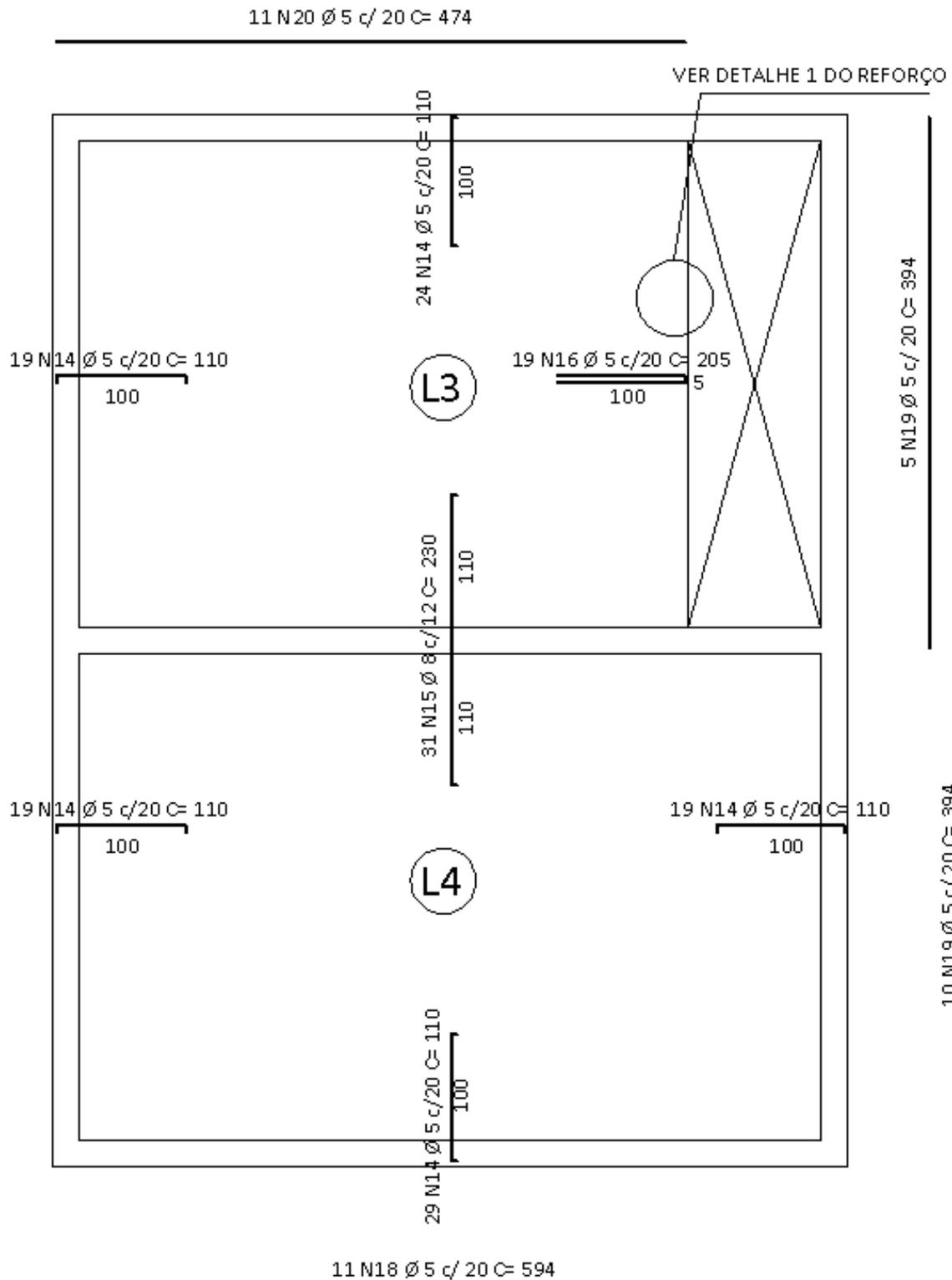
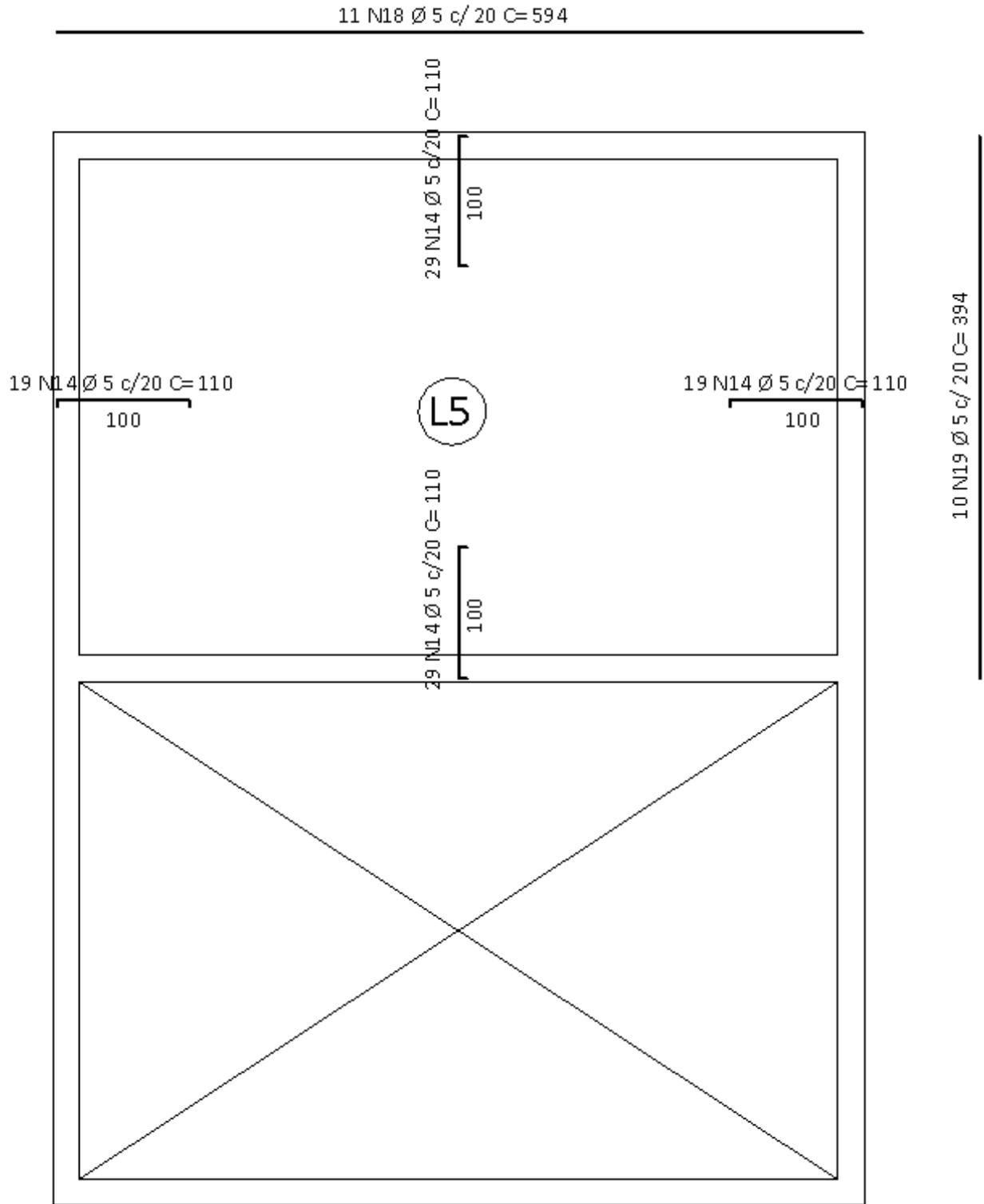
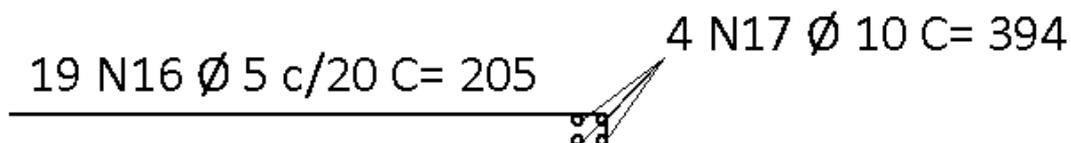


Figura 20 – Planta de armaduras negativas da laje da cobertura



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 21 – Detalhe de reforço das armaduras junto ao vão da escada



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6 – Quantitativos e custos das armaduras nas lajes dimensionadas segundo a NBR 6118/2007

N	Ø (mm)	Espaç. (cm)	Comp. Barra (cm)	Quant.	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo unit. (R\$/kg)	Custo (R\$)
N8	6,3	10	394	177	0,245	170,86	3,59	613,38
N9	6,3	15	594	78	0,245	113,51	3,59	407,51
N10	6,3	14	394	42	0,245	40,54	3,59	145,55
N11	6,3	14	474	26	0,245	30,19	3,59	108,40
N12	10	10	394	59	0,617	143,43	3,13	448,93
N13	8	15	594	26	0,395	61,00	3,56	217,17
N14	5	20	110	340	0,154	57,60	3,20	184,31
N15	8	12	230	62	0,395	56,33	3,56	200,52
N16	5	20	205	19	0,154	6,00	3,20	19,19
N17	10	---	394	4	0,617	9,72	3,13	30,44
N18	5	20	594	44	0,154	40,25	3,20	128,80
N19	5	20	394	45	0,154	27,30	3,20	87,37
N20	5	20	474	11	0,154	8,03	3,20	25,69

(fonte: elaborado pelo autor)

Levando-se em consideração os dados apresentados na tabela 6, o consumo total de aço nas lajes é de 764,77 kg, a um custo de R\$ 2.617,27. O consumo de concreto é de 12,48 m<sup>3</sup> com um custo de R\$ 3.735,31. O custo total de mão de obra é de R\$ 1.348,70, resultando em custos globais de lajes de R\$ 7.701,48.

## 5.4 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

Inicialmente, foram consideradas as reações das lajes através dos valores fornecidos pelo software LajeCalc. Também foram considerados o peso próprio da alvenaria, o peso próprio da viga e, nas vigas V201 e V202, para levar em consideração o peso da escada, considerou-se um aumento de 2 kN/m da carga atuante ao longo da mesma. A altura das vigas foi definida inicialmente como 1/10 do maior vão e, posteriormente, verificada, para o pior caso, (viga V102) se atendia aos estados limites de serviço de abertura de fissuras e deformações excessivas no programa de Verificação dos Estados Limites de Serviço em Vigas de Concreto Armado<sup>6</sup> (figura 22).

Figura 22 – Interface do programa de verificação dos estados limites de serviço em vigas de concreto armado

The screenshot shows the 'Estados Limites de Serviço' software interface. The title bar reads 'Estados Limites de Serviço'. The main window has a header with the UFRGS logo and the text 'VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO'. The interface is organized into several panels:

- Dados da viga:** Includes input fields for 'comprimento do vão' (0 m), 'b = 0 cm', and 'h = 0 cm'. It also features dropdown menus for 'classe de agressividade ambiental' (I), 'bitola dos estribos' (5), 'categoria do concreto' (C20), and 'tipo de barras de aço' (alta aderência). A dropdown for 'uso da edificação' is set to 'residencial'.
- Armadura:** Contains two sections: 'Tracionada' and 'Comprimida'. Each section has a dropdown for '7a camada' (5), a dropdown for 'bitola' (5), and an input field for 'número de barras' (0). Navigation buttons 'Anterior' and 'Próxima' are present.
- Carregamentos:** Includes a dropdown for 'Carregamento de número 1' and an input for 'data de aplicação' (28 dias). It has radio buttons for 'momento' (selected), 'carga distribuída', and 'carga concentrada'. Below, there are radio buttons for 'apoio da esquerda' (selected) and 'apoio da direita', with an input for 'valor' (0 kN.m). A 'Percentual' section has inputs for 'carga permanente' (100 %) and 'carga variável' (0 %). Navigation buttons 'Anterior' and 'Próximo' are also present.
- Resultados:** A large empty area with the text 'Estado Limite de Abertura das Fissuras' and 'Estado Limite de Deformações Excessivas' visible.

At the bottom, there are 'Verificar' and 'Sair' buttons.

(fonte: CAMPOS FILHO, 2012)

A tabela 7 indica as cargas lineares atuantes nas vigas e os vãos das mesmas. A tabela 8 indica as áreas de armaduras obtidas para as vigas no dimensionamento à flexão e ao esforço cortante, bem como as áreas de armaduras adotadas para resistir a estas solicitações. Por

<sup>6</sup> Programa desenvolvido pelo professor Américo Campos Filho para a disciplina de Estruturas de Concreto Armado II, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, disponível em <http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/>.

último, as figuras 23 a 26 indicam as plantas de armaduras das vigas, e a tabela 9 descreve quantitativos e custos.

Tabela 7 – Cargas atuantes nas vigas

Viga	Comp. (m)	Reação Laje (kN/m)	Alvenaria (kN/m)	Peso Pró- prio (kN/m)	Escada (kN/m)	Total (kN/m)
V101	5,8	8,37	8,6	3	0	19,97
V102	5,8	28,94	8,6	3	0	40,54
V103	5,8	8,37	8,6	3	0	19,97
V104	3,9	1	8,6	3	0	12,6
	3,9	1	8,6	3	0	12,6
V105	3,9	1	8,6	3	0	12,6
	3,9	1	8,6	3	0	12,6
V201	5,8	6,15	8,6	3	2	19,75
V202	5,8	25,1	8,6	3	2	38,7
V203	5,8	8,37	8,6	3	0	19,97
V204	3,9	1	8,6	3	0	12,6
	3,9	1	8,6	3	0	12,6
V205	3,9	1	8,6	3	0	12,6
	3,9	1	8,6	3	0	12,6
V301	5,8	13,59	0	3	0	16,59
V302	5,8	13,59	0	3	0	16,59
V303	5,8	0	0	3	0	3
V304	3,9	10,22	0	3	0	13,22
	3,9	0	0	3	0	3
V305	3,9	10,22	0	3	0	13,22
	3,9	0	0	3	0	3

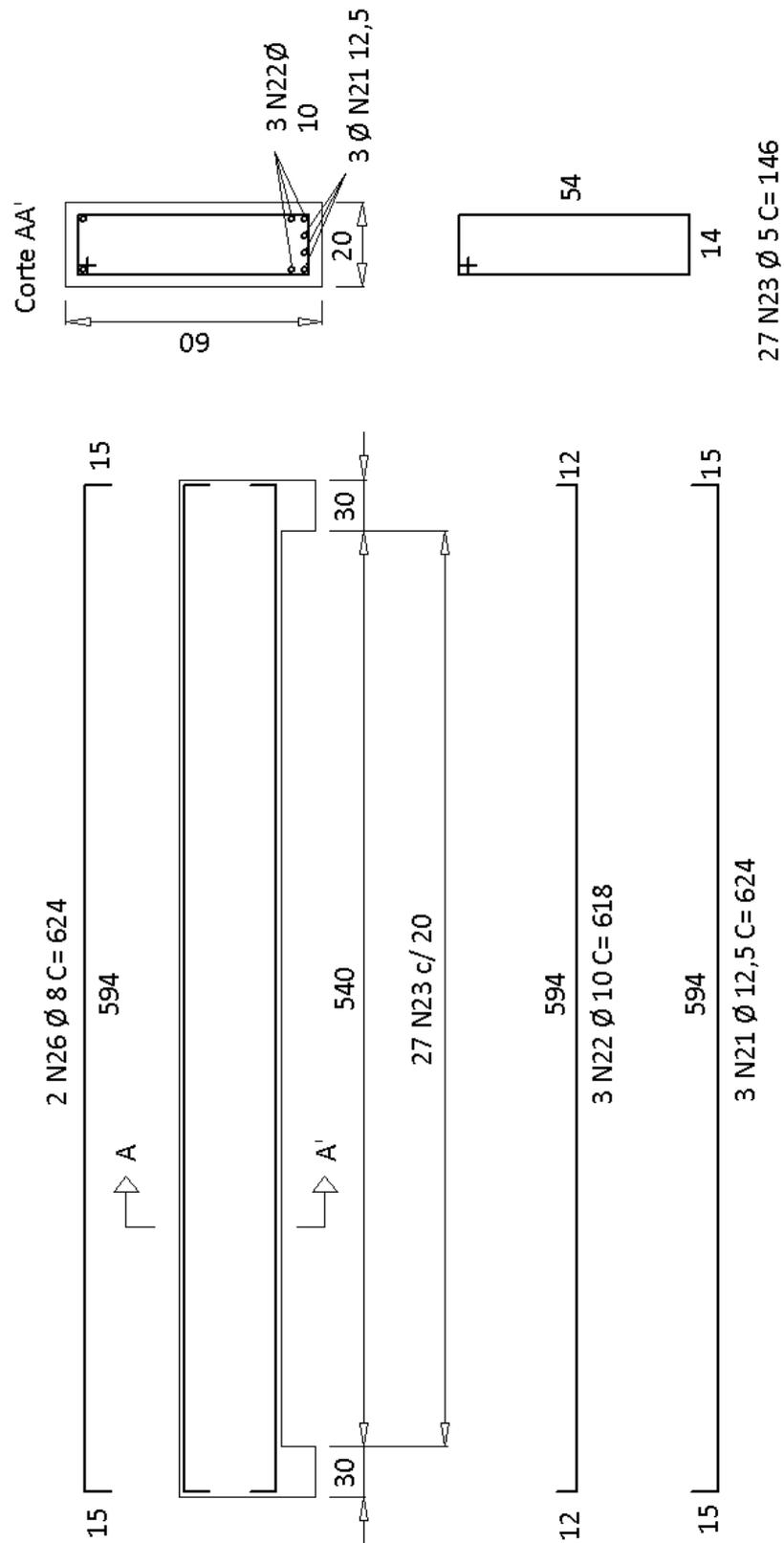
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 8 – Armaduras longitudinais e estribos calculados e adotados nas vigas

Viga	As longitudinal (cm <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal de tração adotada	Estribos (cm <sup>2</sup> /m)	Estribo adotado
V101	5,28	3 Ø 12,5 mm + 3 Ø 10 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
V102	11,79	4 Ø 20 mm	3,71	Ø 5 mm c/10 cm
V103	5,28	3 Ø 12,5 mm + 3 Ø 10 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
V104	1,8	2 Ø 12,5 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
	1,8	2 Ø 12,5 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
V105	1,8	2 Ø 12,5 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
	1,8	2 Ø 12,5 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
V201	5,22	3 Ø 12,5 mm + 3 Ø 10 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
V202	11,47	4 Ø 20 mm	3,37	Ø 5 mm c/10 cm
V203	5,28	3 Ø 12,5 mm + 3 Ø 10 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
V204	1,8	2 Ø 12,5 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
	1,8	2 Ø 12,5 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
V205	1,8	2 Ø 12,5 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
	1,8	2 Ø 12,5 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
V301	4,33	4 Ø 12,5 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
V302	4,33	4 Ø 12,5 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
V303	1,8	2 Ø 12,5 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
V304	2,17	2 Ø 12,5 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
	1,8	2 Ø 12,5 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
V305	2,17	2 Ø 12,5 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm
	1,8	2 Ø 12,5 mm	1,71	Ø 5 mm c/20 cm

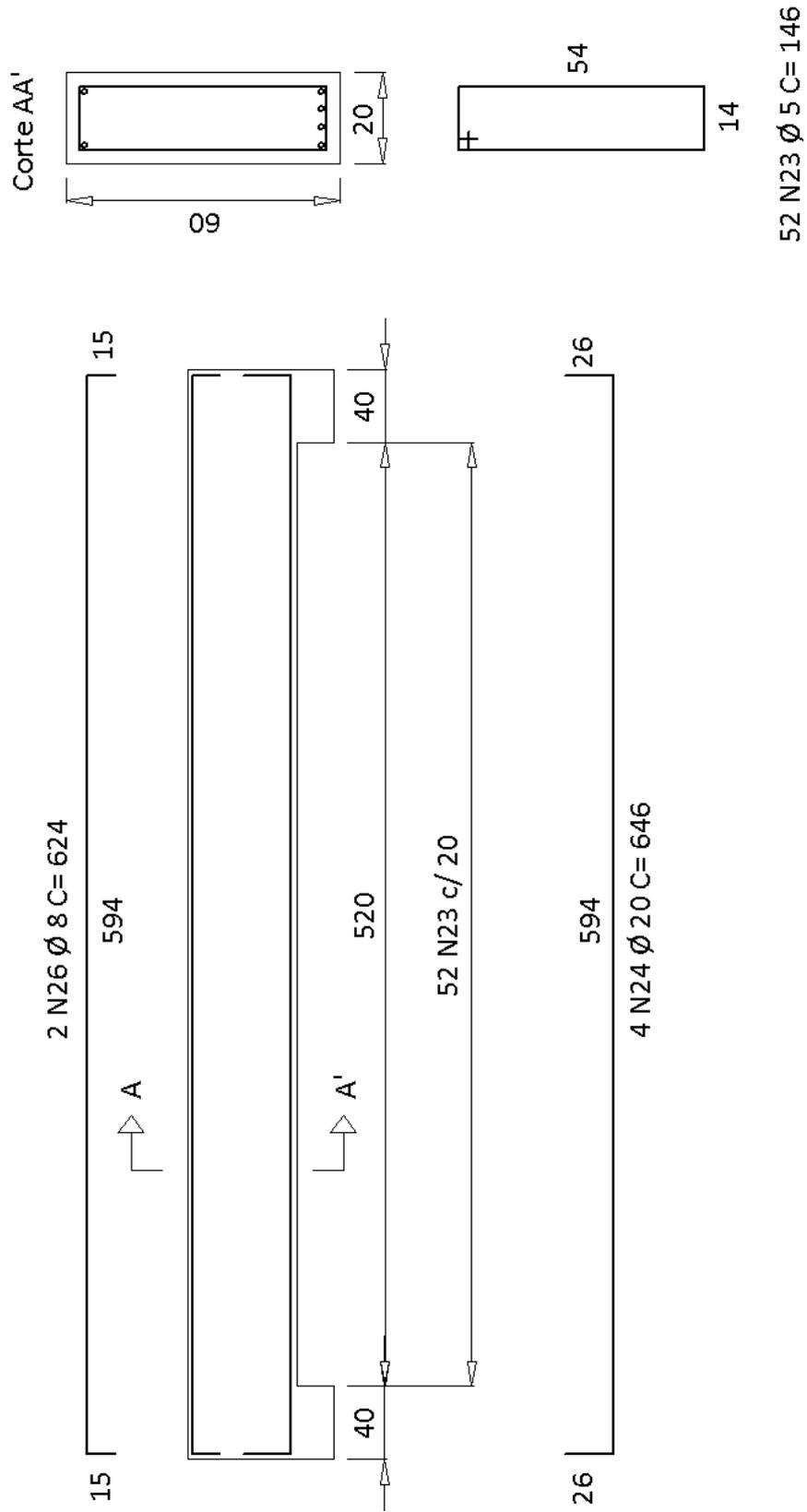
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 23 – Planta de armaduras das vigas V101, V103, V201 e V203



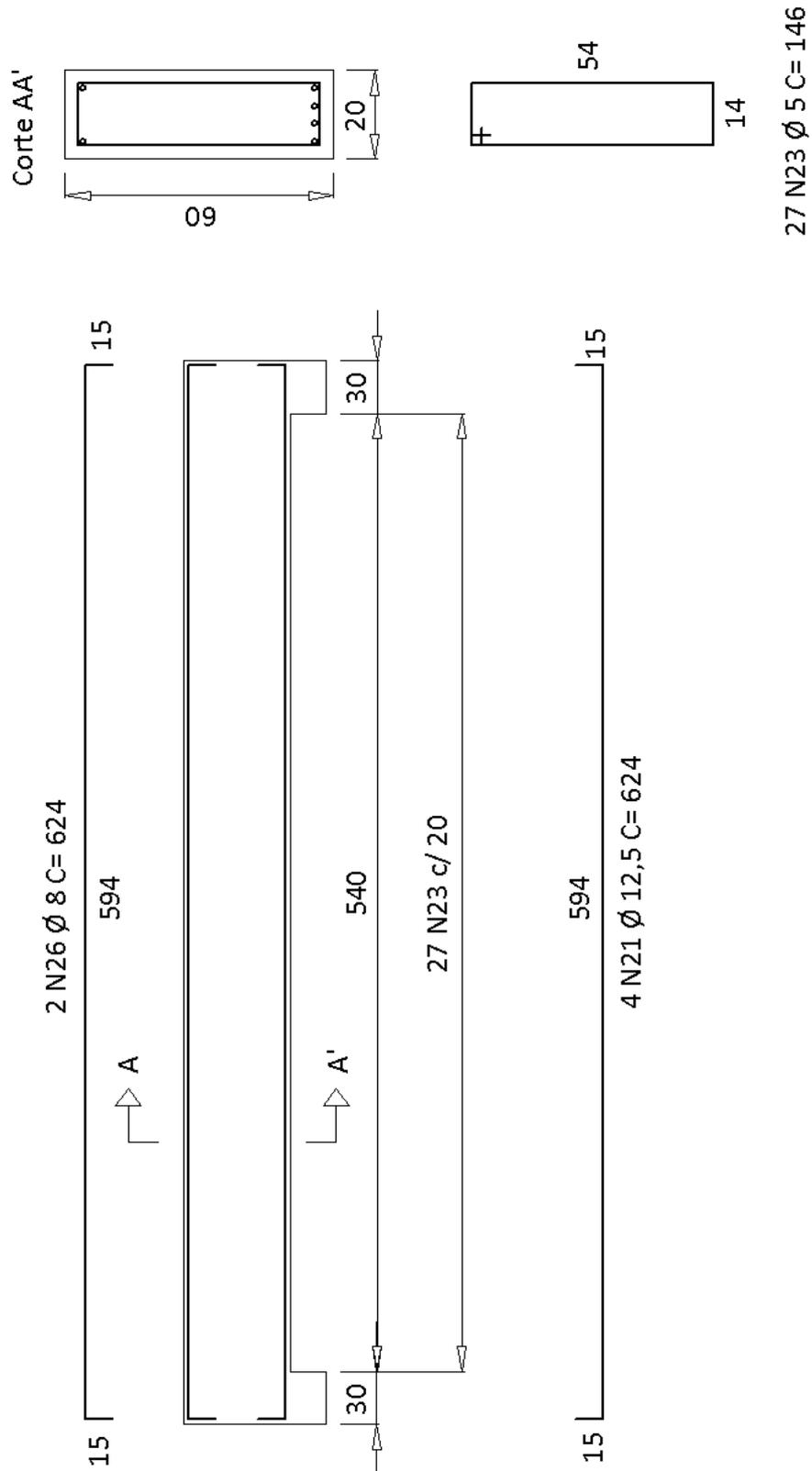
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 24 – Planta de armaduras das vigas V102 e V202



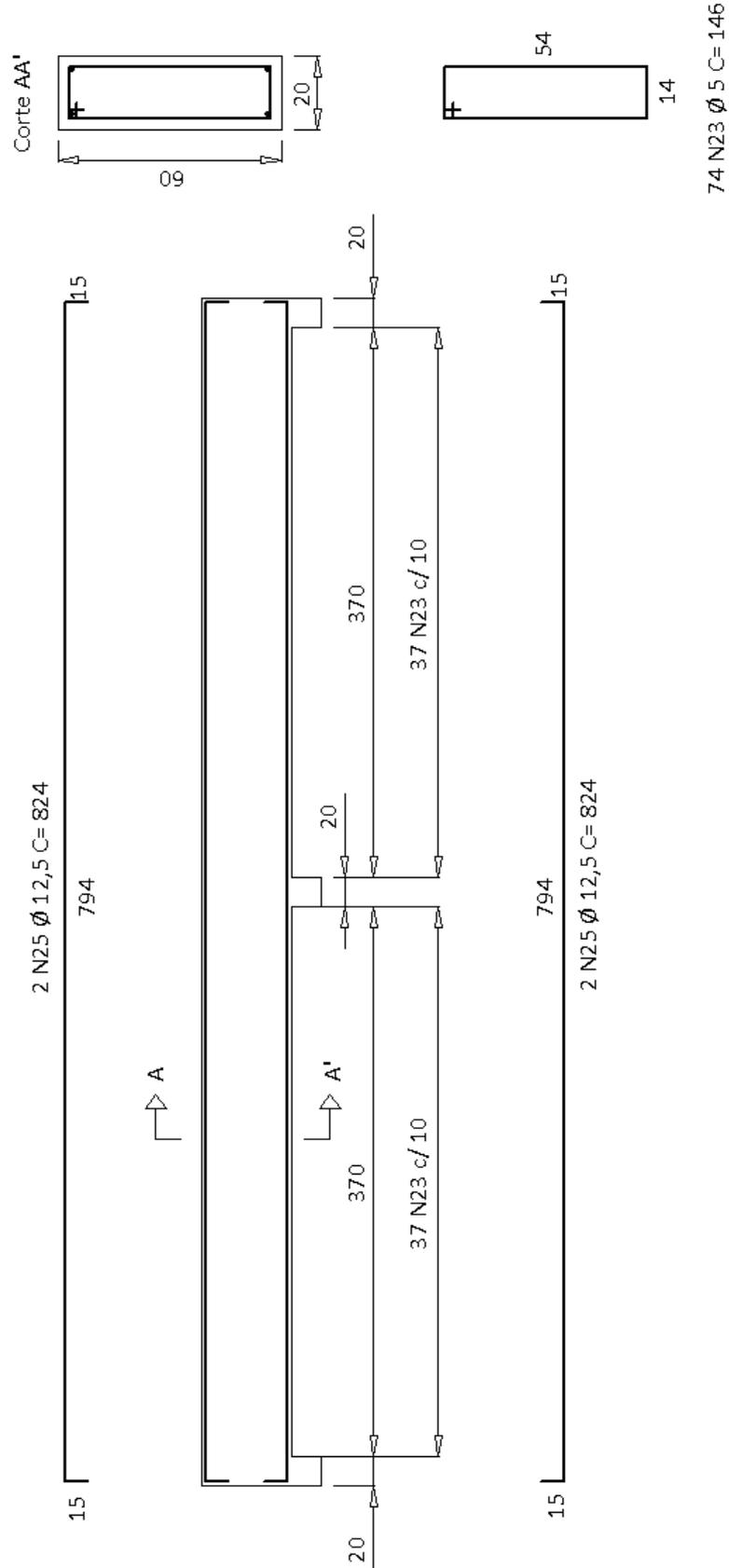
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 25 – Planta de armaduras das vigas V301 e V302



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 26 – Planta de armaduras das vigas V104, V105, V204, V205, V304 e V305



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 9 – Quantitativos e custos das vigas dimensionadas segundo a NBR 6118/2007

Peça	Ø (mm)	Quantidade	Comp. Barra (cm)	Peso linear (kg/m)	Peso (kg)	Custo unitá- rio (R\$/kg)	Custo (R\$)
N21	12,5	20	624	0,963	120,18	3,23	388,19
N22	10	12	618	0,617	45,76	3,41	156,03
N23	5	710	146	0,154	159,64	3,20	510,84
N24	20	8	646	1,578	81,55	3,17	258,52
N25	12,5	24	824	0,963	190,44	3,23	615,13
N26	8	16	624	0,395	39,44	3,90	153,80

(fonte: elaborado pelo autor)

A partir da tabela 9, verifica-se que a viga consome 637,01 kg de aço e 12,24 m<sup>3</sup> de concreto, a custos de, respectivamente, R\$ 2.082,51 e R\$ 3.663,68. A mão de obra custa R\$ 2.003,57. O custo total das vigas fica em R\$ 7.666,04. Com base nas informações do presente capítulo, obtém-se um custo global da estrutura de 19.095,09.

## 6 DIMENSIONAMENTO EMPÍRICO DA ESTRUTURA

A estrutura foi apresentada aos mestres de obras através das plantas e vistas demonstradas nos itens anteriores, além de maquete (figura 27 e 28). Considera-se a necessidade da maquete em função do reduzido tempo disponível para as entrevistas. A mesma não está em escala, de modo que possui apenas caráter ilustrativo e de entendimento da estrutura. Os mestres de obras entrevistados são identificados como profissional 1, profissional 2 e profissional 3. Nos itens a seguir, são apresentados os dados referentes aos dimensionamentos empíricos realizados pelos mesmos.

Figura 27 – Vista frontal da maquete



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 28 – Vista lateral da maquete



(fonte: elaborado pelo autor)

## 6.1 ENTREVISTA COM O PROFISSIONAL 1

O profissional 1 era o com menos anos trabalhados em obra dentre os três. Ele foi bastante conservador no dimensionamento das lajes, optando por peças densamente armadas e de espessura de 15 cm. Em todas as mesmas foi utilizado um cobrimento de 3 cm. Na laje do reservatório, utilizou-se mais armadura que nas demais, porém, o profissional optou por taxas de aço iguais em ambas as direções. As lajes L1, L2, L3 e L4 foram igualmente armadas e o mestre de obras optou pela solução de malha inferior e superior (positiva e negativa), comumente adotada em obras de pequeno porte, ao invés de posicionar a armadura negativa apenas no encontro das lajes. Segue tabela 10 com as armaduras adotadas, bem como quantitativos e custos das mesmas.

Tabela 10: Armaduras adotadas pelo profissional 1 nas lajes

Laje	Sentido	Ø (mm)	Espaç. (cm)	Comp. Barra (cm)	Quant.	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo unit. (R\$/kg)	Custo (R\$)
L1, L2, L3 e L4	Positiva X	8	10	594	40	0,395	93,85	3,56	334,11
	Positiva Y	8	10	394	60	0,395	93,38	3,56	332,43
	Negativa X	8	10	594	40	0,395	93,85	3,56	334,11
	Negativa Y	8	10	394	60	0,395	93,38	3,56	332,43
L5	Positiva X	10	10	594	40	0,617	146,60	3,13	458,86
	Positiva Y	10	10	394	60	0,617	145,86	3,13	456,54
	Negativa X	10	10	594	40	0,617	146,60	3,13	458,86
	Negativa Y	10	10	394	60	0,617	145,86	3,13	456,54

fonte: (elaborada pelo autor)

Com base na tabela 10, conclui-se que são consumidos 2.082,6 kg de aço, o que resulta em R\$ 7.163,10. O consumo de concreto nas lajes fica em 18 m<sup>3</sup>, resultando em custos de R\$ 5.387,76, enquanto o custo da mão de obra fica em R\$ 2.393,58<sup>7</sup>. Os encargos sociais considerados encontram-se no anexo B. O custo total das lajes é de R\$ 14.944,44.

Com relação às vigas, o profissional 1 optou pela seção transversal de 20 cm de largura e 60 cm de altura seguinte equivalência: V101 = V102 = V103 = V201 = V202 = V203, além de V104 = V105 = V204 = V205, V301 = V302 = V303 e V304 = V305. Seguem tabelas 11 e 12 com as armaduras e estribos adotados, quantitativos e custos das vigas.

<sup>7</sup> Custos unitários pesquisados no site da Revista Guia da Construção, da editora Pini, em seção exclusiva para assinantes.

Tabela 11: Armaduras longitudinais adotadas pelo profissional 1 nas vigas

Viga	Ø (mm)	Quant.	Comp. Barra (cm)	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo unit. (R\$/kg)	Custo (R\$)
V101	10	10	614	0,617	37,88	3,41	129,18
V104	10	10	814	0,617	50,22	3,41	171,26
V301	8	6	614	0,395	14,55	3,90	56,75
	12,5	6	614	0,963	35,48	3,23	114,59
V304	8	6	814	0,395	19,29	3,90	75,24
	12,5	6	814	0,963	47,03	3,23	151,92

fonte: (elaborada pelo autor)

Tabela 12: Estribos adotados pelo profissional 1 nas vigas

Viga	Ø (mm)	Espaça- mento (cm)	Comp.	Quant.	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo uni- tário (R\$/kg)	Custo (R\$)
V101	4,2	14	146	44	0,109	7,00	3,03	21,22
V104	4,2	14	146	59	0,109	9,39	3,03	28,45
V301	4,2	12	146	52	0,109	8,28	3,03	25,07
V304	4,2	12	146	68	0,109	10,82	3,03	32,79

(fonte: elaborado pelo autor)

Das tabelas 11 e 12 acima e, considerando-se as equivalências de vigas, chega-se aos seguintes resultados: foram consumidos 889,01 kg de aço, com um custo de R\$ 2.998,83. O consumo total de concreto foi de 12,24 m<sup>3</sup>, resultando em um custo de R\$ 3.663,68. Os gastos com mão de obra ficam em R\$ 2.291,85, resultando em custos globais das vigas de R\$ 8.689,11.

Em relação aos pilares, o profissional 1 optou por executá-los com seção de 20 cm de largura (sentido do eixo y) e comprimento de 40 cm (eixo x). As seções de armaduras utilizadas nos pilares de extremidade (P3 e P4) foram diferentes das utilizadas nos pilares de canto (P1, P2,

P5 e P6). Foi adotado um trespasse de 70 cm para o pavimento superior. Seguem tabelas 13 e 14 com as armaduras longitudinais e estribos adotados, quantitativos e custos dos pilares.

Tabela 13: Armaduras longitudinais adotadas pelo profissional 1 nos pilares

Pilar	Lance	Ø (mm)	Quan.	Comp. Barra (cm)	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo unit. (R\$/kg)	Custo (R\$)
P1	1	16	6	470	1,578	44,50	2,70	120,15
P3	1	16	8	470	1,578	59,33	2,70	160,20
P1	2	12,5	6	400	0,963	23,11	2,75	63,56
P3	2	12,5	8	400	0,963	30,82	2,75	84,74
P1	3	10	6	330	0,617	12,22	3,13	38,24
P3	3	10	6	330	0,617	12,22	3,13	38,24

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 14: Estribos adotados pelo profissional 1 nos pilares

Pilar	Lance	Ø (mm)	Espaça- mento (cm)	Comp. Barra (cm)	Quant.	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo uni- tário (R\$/kg)	Custo (R\$)
P1	1	5	15	106	32	0,154	5,22	2,75	14,37
P3	1	5	15	106	32	0,154	5,22	2,75	14,37
P1	2	5	15	106	27	0,154	4,41	2,75	12,12
P3	2	5	15	106	27	0,154	4,41	2,75	12,12
P1	3	5	15	106	22	0,154	3,59	2,75	9,88
P3	3	5	15	106	22	0,154	3,59	2,75	9,88

(fonte: elaborado pelo autor)

O consumo total de aço nos pilares é de 603,38 kg, o que resulta em um custo de R\$ 1672,31. O consumo de concreto foi de 5,09 m<sup>3</sup>, com um custo de R\$ 1.522,94. O custo da mão de obra é de R\$ 963,80, resultando em custos globais com pilares de R\$ 4.159,05. O custo global da estrutura dimensionada pelo profissional 1 é de R\$ 27.908,59.

## 6.2 ENTREVISTA COM O PROFISSIONAL 2

O profissional 2 era o segundo com menos anos trabalhados em obra dos três. Ele optou por adotar a espessura das lajes L1, L2, L3 e L4 como 12 cm e a do reservatório com 15 cm. Todas as lajes foram dimensionadas com a mesma armadura nos dois sentidos. Os dados referentes às armaduras das lajes estão na tabela 15.

Tabela 15: Armaduras adotadas pelo profissional 2 nas lajes

Sentido	Ø (mm)	Espaç. (cm)	Comp. Barra (cm)	Quant.	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo unit. (R\$/kg)	Custo (R\$)
Positiva X	8	10	594	40	0,395	93,85	3,56	334,11
Positiva Y	8	10	394	60	0,395	93,38	3,56	332,43
Negativa X	8	10	594	40	0,395	93,85	3,56	334,11
Negativa Y	8	10	394	60	0,395	93,38	3,56	332,43

(fonte: elaborado pelo autor)

Da tabela 15 acima, resulta que cada todas as lajes consomem um total de 1872,3 kg de aço, resultando em custos de R\$ 6.665,39. Já o consumo de concreto das lajes fica em 15,12 m<sup>3</sup>, o que nos resulta em um dispêndio de R\$ 4.525,72. Em relação à mão de obra, os custos ficam em R\$ 2.066,79, de modo que os custos globais das lajes ficam em R\$ 13.257,90.

Com relação às vigas, o profissional 2 adotou a seção de 20 cm de largura e 50 cm de altura, com a seguinte equivalência: V101 = V102 = V103, V104 = V105, V201 = V202 = V203, V204 = V205, V301 = V302 = V303 e V304 = V305. As tabelas 16 e 17 apresentam o resumo dos quantitativos de aço e custos das vigas.

Tabela 16: Armaduras longitudinais adotadas pelo profissional 2 nas vigas

Viga	Ø (mm)	Quant.	Comp. Barra (cm)	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo unit. (R\$/kg)	Custo (R\$)
V101	10	2	594	0,617	7,33	3,41	25,00
	12,5	5	594	0,963	28,60	3,23	92,38
V104	10	2	794	0,617	9,80	3,41	33,41
	12,5	5	794	0,963	38,23	3,23	123,49
V201	8	2	594	0,395	4,69	3,90	18,30
	10	5	594	0,617	18,32	3,41	62,49
V204	8	2	794	0,395	6,27	3,90	24,46
	10	5	794	0,617	24,49	3,41	83,53
V301	8	4	594	0,395	9,39	3,90	36,60
	10	2	594	0,617	7,33	3,41	25,00
V304	8	4	794	0,395	12,55	3,90	48,93
	10	2	794	0,617	9,80	3,41	33,41

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 17: Estribos adotadas pelo profissional 2 nas vigas

Viga	Ø (mm)	Espaça- mento (cm)	Comp.	Quant.	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo uni- tário (R\$/kg)	Custo (R\$)
V101	5	10	146	60	0,154	13,49	3,41	46,00
V104	5	10	146	80	0,154	17,99	3,41	61,34
V201	5	12	146	50	0,154	11,24	3,41	38,34
V204	5	12	146	67	0,154	15,06	3,41	51,37
V301	5	15	146	40	0,154	8,99	3,23	29,05
V304	5	15	146	53	0,154	11,92	3,23	38,49

(fonte: elaborado pelo autor)

Das tabelas 16 e 17 acima, resulta um consumo de aço de 620,38 kg, com um custo total de R\$ 2.116,29. O consumo total de concreto nas vigas é de 10,2 m<sup>3</sup>, com um custo de R\$ 3.053,06. Com relação à mão de obra, os custos totais ficam em R\$ 1.732,07, resultando em custos globais de vigas de R\$ 6.901,43.

Por último, o profissional 2 optou por utilizar pilares de seção de 20 cm de largura (sentido do eixo y) e comprimento de 40 cm (eixo x). Todos os pilares foram armados de maneira igual, variando apenas de um lance para outro. O trespasse adotado de um pavimento para o outro foi de 40 cm. As tabelas 18 e 19 apresentam o resumo das armaduras dos pilares.

Tabela 18: Armaduras longitudinais adotadas pelo profissional 2 nos pilares

Pilar	Lance	Ø (mm)	Quan.	Comp. Barra (cm)	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo unit. (R\$/kg)	Custo (R\$)
P1	1	12,5	6	440	0,963	25,42	2,75	69,91
P1	2	10	4	370	0,617	9,13	3,13	28,58
P1	3	10	4	330	0,617	8,14	3,13	25,49

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 19: Estribos adotados pelo profissional 2 nos pilares

Pilar	Lance	Ø (mm)	Espaça- mento (cm)	Comp. Barra (cm)	Quant.	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo uni- tário (R\$/kg)	Custo (R\$)
P1	1	6,3	15	106	25	0,245	4,04	2,75	11,12
P1	2	5	15	106	20	0,154	2,03	2,75	5,59
P1	3	5	20	106	13	0,154	1,32	2,70	3,57

(fonte: elaborado pelo autor)

O consumo total de aço nos pilares é de 514,98 kg, o que resulta em um custo de R\$ 1.421,42. O consumo de concreto foi de 5,09 m<sup>3</sup>, com um custo de R\$ 1.522,94. O custo da mão de obra foi de R\$ 882,25, resultando em custos com pilares de R\$ 3.826,61. O custo global da estrutura dimensionada pelo profissional 2 é de R\$ 23.985,94.

### 6.3 ENTREVISTA COM O PROFISSIONAL 3

O profissional 3 é com mais anos de trabalho em obra dentre os entrevistados. Ele arbitrou a espessura de todas as lajes como 12 cm. Assim como os profissionais 1 e 2, ele optou pela utilização de mesma armadura nos dois sentidos. A tabela 20 indica, resumidamente, o consumo de aço nas lajes, bem como os custos das mesmas.

Tabela 20: Armaduras adotadas pelo profissional 3 nas lajes

Laje	Sentido	Ø (mm)	Espaç. (cm)	Comp. Barra (cm)	Quant.	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo unit. (R\$/kg)	Custo (R\$)
L1,L2 e L4	Positiva X	8	12	594	33	0,395	77,43	3,56	275,64
	Positiva Y	8	12	394	50	0,395	77,82	3,56	277,02
	Negativa X	8	12	594	33	0,395	77,43	3,56	275,64
	Negativa Y	8	12	394	50	0,395	77,82	3,56	277,02
L3	Positiva X	8	15	594	33	0,395	77,43	3,56	275,64
	Positiva Y	8	15	394	50	0,395	77,82	3,56	277,02
	Negativa X	8	12	594	33	0,395	77,43	3,56	275,64
	Negativa Y	8	12	394	50	0,395	77,82	3,56	277,02
L5	Positiva X	8	10	594	33	0,395	77,43	3,56	275,64
	Positiva Y	8	10	394	50	0,395	77,82	3,56	277,02
	Negativa X	8	10	594	33	0,395	77,43	3,56	275,64
	Negativa Y	8	10	394	50	0,395	77,82	3,56	277,02

(fonte: elaborado pelo autor)

O consumo total de aço nas lajes é de 1.552,43 kg, a um custo de R\$ 5.526,65. Assim como no dimensionamento do profissional 2, o consumo total de concreto é de 14,4 m<sup>3</sup>, com um custo de R\$ 4.310,21. Os custos com a mão de obra são de R\$ 1.862,80. Deste modo, o custo total das lajes foi de R\$ 11.699,95.

Nas vigas, o profissional 3 adotou uma seção transversal de 20 cm de largura por 60 cm de altura. A equivalência de vigas considerada foi a seguinte: V101 = V103 = V201 = V203 =

V301 = V302 = V303, V102 = V202 e V104 = V105 = V205 = V204 = V304 = V305. Seguem tabelas 21 e 22 com as armaduras e estribos adotados, quantitativos e custos das vigas.

Tabela 21: Armaduras longitudinais adotadas pelo profissional 3 nas vigas

Viga	Ø (mm)	Quant.	Comp. Barra (cm)	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo unit. (R\$/kg)	Custo (R\$)
V101	6,3	6	594	0,245	8,73	3,44	30,04
	20	3	594	1,578	28,12	3,17	89,14
V102	6,3	4	594	0,245	5,82	3,44	20,02
	8	2	594	0,395	4,69	3,90	18,30
	20	3	594	1,578	28,12	3,17	89,14
V104	6,3	4	794	0,245	7,78	3,44	26,77
	6,3	2	794	0,245	3,89	3,44	13,38
	6,3	2	724	0,245	3,55	3,44	12,20
	12,5	3	794	0,963	22,94	3,23	74,09
	12,5	3	150	0,963	4,33	3,23	14,00

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 22: Estribos adotados pelo profissional 3 nas vigas

Viga	Ø (mm)	Espaça- mento (cm)	Comp.	Quant.	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo uni- tário (R\$/kg)	Custo (R\$)
V101	6,3	15	146	40	0,245	14,31	3,23	46,21
V102	6,3	15	146	27	0,245	9,66	3,23	31,20
	8	10	146	20	0,245	7,15	3,41	24,40
V104	6,3	15	146	53	0,245	18,96	3,23	61,23

(fonte: elaborado pelo autor)

Considerando-se as tabelas 21 e 22, obtém-se um consumo de aço nas vigas de 837,71 kg, a um custo de R\$ 2.733,93. Com relação ao concreto, o consumo é de 12,24 m<sup>3</sup>, resultando em custos de R\$ 3.663,68. O custo da mão de obra foi de R\$ 2.216,05, levando a um custo total das vigas de R\$ 8.613,74.

Os pilares adotados pelo profissional 3 possuem seção transversal de 20 cm de largura (sentido do eixo x) e comprimento de 40 cm (eixo y). Ele optou por armar os pilares de maneira igual, apenas variando de lance a lance e adotou um trespasse de 40 cm. As tabelas 23 e 24 resumem as informações dos pilares.

Tabela 23: Armaduras longitudinais adotadas pelo profissional 3 nos pilares

Lance	Ø (mm)	Quan.	Comp. Barra (cm)	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo unit. (R\$/kg)	Custo (R\$)
1	12,5	4	440	0,963	16,95	2,75	46,61
1	16	2	440	1,578	13,89	2,70	37,49
2	12,5	4	370	0,963	14,25	2,75	39,19
2	16	2	370	1,578	11,68	2,70	31,53
3	12,5	6	330	0,963	19,07	2,75	52,44

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 24: Estribos adotados pelo profissional 3 nos pilares

Lance	Ø (mm)	Espaça- mento (cm)	Comp. Barra (cm)	Quant.	Peso lin. (kg/m)	Peso (kg)	Custo uni- tário (R\$/kg)	Custo (R\$)
1	5	15	106	25	0,154	2,54	2,75	6,99
2	5	15	106	25	0,154	2,54	2,75	6,99
3	5	15	106	20	0,154	2,03	2,75	5,59

(fonte: elaborado pelo autor)

Os pilares consomem 523,55 kg de aço, com um custo de R\$ 1.432,10. O consumo de concreto é de 5,09 m<sup>3</sup>, resultando em custos de R\$ 1.523,54. A mão de obra gera um

dispêndio de R\$ 890,16, resultando em custos totais nos pilares de R\$ 3.845,21. Os custos globais da estrutura dimensionada pelo profissional 3 são de R\$ 24.158,90.

## 7 COMPARATIVO TÉCNICO E DE CUSTOS DIRETOS

Tendo a estrutura dimensionada segundo a NBR 6118/2007 e as estruturas dimensionadas empiricamente, pelos três mestres de obras, partiu-se para o comparativo técnico e de custos diretos entre as mesmas. O presente capítulo é dividido na comparação individual da estrutura proposta por cada profissional com a estrutura dimensionada segundo a NBR 6118/2007. Inicialmente, são apresentados resumos dos quantitativos e custos, nas tabelas 25 a 30. A composição dos custos da mão de obra foi realizada através da multiplicação dos quantitativos dos materiais com as composições de preços para orçamentos da TCPO e os preços unitários dos materiais, retirados da revista Guia da Construção.

Tabela 25: Resumo do consumo de aço

	Prof. 1 (kg)	Prof. 2 (kg)	Prof. 3 (kg)	NBR 6118 (kg)
Lajes	2.082,76	1.872,30	1.552,43	764,77
Vigas	889,01	620,38	837,71	637,01
Pilares	603,38	514,98	523,55	435,50
$\Sigma$	3.575,15	3.007,66	2.913,69	1.893,99

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 26: Resumo dos custos de aço

	Prof. 1 (R\$)	Prof. 2 (R\$)	Prof. 3 (R\$)	NBR 6118 (R\$)
Lajes	7.163,10	6.665,39	5.525,65	2.617,27
Vigas	2.998,33	2.116,29	2.733,93	2.082,51
Pilares	1.522,94	1.421,42	1.432,10	1.379,09
$\Sigma$	11.684,37	10.203,10	9.691,68	6.235,61

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 27: Resumo do consumo de concreto

	Prof. 1 (m <sup>3</sup> )	Prof. 2 (m <sup>3</sup> )	Prof. 3 (m <sup>3</sup> )	NBR 6118 (m <sup>3</sup> )
Lajes	18,00	15,12	14,40	12,48
Vigas	12,24	10,20	12,24	12,24
Pilares	5,09	5,09	5,09	4,12
$\Sigma$	35,33	30,41	31,73	28,84

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 28: Resumo dos custos de concreto

	Prof. 1 (R\$)	Prof. 2 (R\$)	Prof. 3 (R\$)	NBR 6118 (R\$)
Lajes	5.387,76	4.525,72	4.310,21	3.735,51
Vigas	3.663,68	3.053,06	3.663,68	3.663,68
Pilares	1.523,54	1.523,54	1.523,54	1.233,20
$\Sigma$	10.574,98	9.102,32	9.497,42	8.632,39

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 29: Resumo dos custos de mão de obra

	Prof. 1 (R\$)	Prof. 2 (R\$)	Prof. 3 (R\$)	NBR 6118 (R\$)
Lajes	2.393,58	2.066,79	1.862,80	1.348,70
Vigas	2.291,86	1.732,07	2.216,13	2.003,57
Pilares	963,80	882,25	890,16	825,54
$\Sigma$	5.649,24	4.681,11	4.969,09	4.177,81

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 30: Resumo dos custos globais da estrutura

Profissional 1 (R\$)	Profissional 2 (R\$)	Profissional 3 (R\$)	NBR 6118(R\$)
27.908,59	23.985,94	24.158,19	18.985,81

(fonte: elaborado pelo autor)

## 7.1 COMPARATIVO PARA A ESTRUTURA DO PROFISSIONAL 1

As lajes dimensionadas pelo profissional 1 estão superdimensionadas. A espessura de 15 cm é um exagero, não necessitando nem ao menos de cálculos para prever que a flecha da mesma será muito inferior à admissível, tendo em vista os vãos das lajes e as cargas atuantes. A flecha obtida para L5 (pior caso) foi de 0,51 cm, com uma flecha admissível de 1,6 cm. Além disso, a utilização de áreas de armadura em L1, L2, L3 e L4 de 5,03 cm<sup>2</sup>/m (Ø 8 mm a cada 10 cm) é muito superior às de 3,12 cm<sup>2</sup>/m (Ø 6,3 mm a cada 10 cm) e 2,8 cm<sup>2</sup>/m (Ø 6,3 mm a cada 15 cm) adotadas para, respectivamente, o menor e maior vão. O mesmo vale para a laje L5. Em função do excessivo consumo de aço e concreto, as lajes dimensionadas pelo profissional 1 resultaram com custos elevados, tendo custado, em termos de aço, quase o triplo das dimensionadas segundo a NBR 6118/2007. O profissional 1 armou igualmente todas as lajes em ambos os sentidos, demonstrando que não aprendeu, empiricamente, que a armação tem que ser maior no sentido de menor vão da laje.

As vigas também estão, no geral, superarmadas, o que gera um custo mais elevado de aço nas mesmas. Porém, a viga V102, a mais carregada de todas, está bastante subarmada, uma vez que a área de armadura tracionada utilizada no dimensionamento segundo a NBR 6118/2007 é 12,57 cm<sup>2</sup>, com 4 Ø 20 mm e, como o profissional 1 optou por colocar uma camada de 4 Ø 10 mm como armadura positiva, além de mais 2 Ø 10 mm como armadura negativa, restando 4 Ø 10 mm a serem distribuídas nas faces laterais como armadura de pele, mesmo que se considerasse que 6 Ø 10 mm resistissem à tração, não se teria a área necessária de 11,79 cm<sup>2</sup> (ver tabela 6). Levando em consideração estes dados, obtém-se um momento resistente último de 139 kNm, inferior ao momento de projeto, de cerca de 235 kNm. Em outras palavras, a viga está fora da norma. Além disto, foi realizado o teste do cálculo do momento último com a diminuição dos valores de  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  até os mesmos alcançarem o valor 1 (o que corresponderia à igualar as resistências de cálculo às resistências características) e, mesmo assim o momento último resistente da viga continua inferior ao momento de projeto, desta vez alcançando um

valor de aproximadamente 162 kNm. Deste modo, em função do desconhecimento das cargas acidentais que de fato ocorrerão nas lajes, pode-se ter problemas como a necessidade de posterior reforço desta viga, que poderá apresentar fissurações excessivas. Com relação aos estribos, as áreas calculadas foram as mínimas para todas as vigas exceto V102 e V202, de modo que não se tem grandes problemas em relação ao cortante.

Por último, analisa-se os pilares. No geral, o profissional 1 superarmou todos os pilares, além de igualar desnecessariamente as seções de todos, apesar dos pilares de extremidade (P3 e P4) sofrerem esforços obviamente maiores que os de canto (P1, P2, P5 e P6), pois neles chegam vigas que distribuem os esforços das duas lajes. No geral, a estrutura proposta pelo profissional 1 está superdimensionada, gerando um gasto excessivo de concreto e aço, porém, em alguns elementos estruturais, o profissional não avaliou corretamente a ordem de grandeza dos esforços, subdimensionando os elementos.

## 7.2 COMPARATIVO PARA A ESTRUTURA DO PROFISSIONAL 2

Assim como o profissional 1, o profissional 2 adotou uma espessura das lajes superior às necessárias para a laje L5. Para as lajes L1, L2, L3 e L4, a flecha admissível era alcançada com uma espessura de 10 cm, não necessitando dos 12 cm adotados. O mesmo vale para a laje L5, na qual o profissional 2 propôs uma espessura de 15 cm, sendo necessários apenas 12 cm. Em relação às armaduras, foi adotada, para todas as lajes, uma área de armadura de 5,03 cm<sup>2</sup>/m (Ø 8 mm a cada 10 cm), a qual é muito superior às de 3,12 cm<sup>2</sup>/m (Ø 6,3 mm a cada 10 cm) e 2,8 cm<sup>2</sup>/m (Ø 6,3 mm a cada 15 cm) necessárias nas lajes L1, L2, L3 e L4 para, respectivamente, o menor e maior vão. Com relação à laje L5, as taxas de armaduras necessárias eram de 7,85 cm<sup>2</sup>/m (Ø 10mm a cada 10 cm), e foi adotada uma taxa de 5,03 cm<sup>2</sup>/m (Ø 8mm a cada 10 cm), porém, como o profissional 2 adotou L5 com 15 cm de espessura, esta taxa de 5,03 cm<sup>2</sup>/m é superior à necessária de 3,62 cm<sup>2</sup>/m. Assim como ocorreu em relação ao profissional 1, o consumo de aço do profissional 2 resultou muito maior que o obtido pelo dimensionamento segundo a NBR 6118/2007 (cerca de 2,5 vezes maior), e o consumo de concreto foi de 15,12 m<sup>3</sup> contra 12,48 m<sup>3</sup> resultando em, novamente, um desperdício de materiais.

Com relação às vigas, percebe-se que o profissional 2 adotou uma altura de 50 cm, inferior à adotada pelo autor e à adotada pelos outros profissionais. Através de uma análise com o software de Verificação dos Estados Limites de Serviço em Vigas de Concreto Armado<sup>8</sup>, constata-se que a flecha provável da viga V102 é da ordem de 4 cm, parâmetro em desacordo com a NBR 6118, que estabelece que a flecha admissível para este caso é de 2,6 cm. Nesta viga, a armadura de tração adotada também é insuficiente, sendo 6,14 cm<sup>2</sup> (5 Ø 12,5 mm), inferior aos 11,79 cm<sup>2</sup> necessários, de modo que a segurança ao estado limite último de tal viga fica comprometida. O momento resistente último da viga V102 foi verificado, sendo aproximadamente de 110 kNm, enquanto o momento de projeto é de 235 kNm. Novamente, mesmo que fosse feita uma redução nos valores de  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  até a unidade, o momento resistente último seria da ordem de 128 kNm, ou seja, a viga V102 é extremamente insegura do ponto de vista estrutural.

É totalmente equivocada a decisão do profissional de adotar as mesmas armaduras nas vigas V101, V102, V103, V104 e V105, visto que as três primeiras absorvem uma carga bem maior da laje, pelo fato das duas últimas de tratarem de vigas contínuas com redução dos momentos positivos decorrentes dos apoios. O mesmo vale para os outros pavimentos. Deste modo, as vigas propostas pelo profissional 2, apesar de terem resultado com consumos superiores de concreto e aço em relação ao dimensionamento segundo a NBR 6118/2007, não apresentam a mesma segurança estrutural, em função da má distribuição das mesmas – enquanto algumas vigas estão superdimensionadas, outras estão subdimensionadas.

O profissional 2 adotou armaduras iguais em todos os pilares, incorrendo novamente no mesmo erro que cometeu nas vigas: os pilares de extremidade possuem a mesma seção e mesma armadura que os pilares de canto, quando os primeiros estão submetidos à solicitações superiores. Em relação ao dimensionamento à flexo-compressão dos pilares P3 e P4, as seções de armaduras estão superdimensionadas, resultando em peças estruturalmente eficientes porém com um gasto excessivo de materiais. Novamente, assim como ocorreu para o profissional 1, ocorreu uma má distribuição dos materiais nos elementos estruturais, estando alguns superdimensionados e outros subdimensionados, resultando numa estrutura cara e que poderá apresentar comprometimentos estruturais, ou seja, ineficiente em termos técnicos e de custos.

---

<sup>8</sup> Programa desenvolvido pelo professor Américo Campos Filho para a disciplina de Estruturas de Concreto Armado II, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, disponível em <http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/>.

### 7.3 COMPARATIVO PARA A ESTRUTURA DO PROFISSIONAL 3

Dentre os três mestres de obras entrevistados, o profissional 3 foi o que apresentou a melhor solução nas lajes. As lajes de 12 cm de espessura se aproximaram mais dos 10 cm adotados para as lajes L1, L2, L3 e L4, além de coincidir com os 12 cm da laje L5. As armaduras estão superdimensionadas em todas as lajes, exceto no sentido do menor vão da laje L5, aonde o profissional 3 adotou uma taxa de armadura positiva de  $5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $\emptyset 8 \text{ mm}$  a cada 10 cm), sendo que a utilizada no dimensionamento segundo a NBR 6118/2007 é de  $7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $\emptyset 10 \text{ mm}$  a cada 10 cm). Apesar da utilização mais eficiente por parte, o profissional 3 ainda apresentou um consumo de aço cerca de duas vezes maior que o obtido com o dimensionamento segundo a NBR 6118/2007, em função da disposição das armaduras em forma de malha superior e malha inferior, ao invés da colocação de armaduras negativas em apoios e cantos de lajes e armaduras positivas ao longo dos vãos.

Novamente, nas vigas o profissional 3 foi o que apresentou uma utilização mais racional do aço. Na viga V102, a armadura de tração é inferior à utilizada no dimensionamento segundo a NBR 6118/2007 ( $11,79 \text{ cm}^2$ , com 4  $\emptyset 20 \text{ mm}$ ), porém, a viga possui um momento último superior ao momento atuante de projeto. As demais vigas estão superdimensionadas, e com um desperdício de aço quase tão grande quanto o apresentado pelo profissional 1.

Por último, os pilares foram, novamente, dimensionados todos com armaduras e seções de concreto iguais. Os pilares P1, P2, P5 e P6 estão superdimensionados, enquanto P3 e P4 estão dimensionados com boa precisão. Com relação aos últimos, foi colocada uma área de  $8,93 \text{ cm}^2$  (4  $\emptyset 12,5 \text{ mm}$  e 2  $\emptyset 16 \text{ mm}$ ), de modo que não se tem problemas estruturais com os pilares. Deste modo, o dimensionamento dos mesmos por parte do profissional 3 foi o mais preciso dentre os dimensionamentos empíricos. Com relação à estrutura em geral, o profissional 3 propôs uma estrutura com custos equivalentes ao profissional 2, mas com uma distribuição estrutural melhor.

## 8. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÃO

O desenvolvimento deste trabalho demonstrou que a hipótese do mesmo estava parcialmente correta: as estruturas dimensionadas empiricamente resultaram com custos elevados, porém, não se pode dizer, de maneira genérica, que as lajes resultaram subdimensionadas e vigas e pilares superdimensionados. Na realidade, o que prevaleceu foi a ineficiência estrutural, com certas peças trabalhando sem exigir o máximo da resistência de seus materiais e outras subdimensionadas.

Os profissionais de obra apresentaram uma tendência à padronização das peças estruturais, bem como uma tendência de gastos excessivos de materiais, fruto da falta de conhecimento e de uma mentalidade de falta de racionalização.

No sentido da ineficiência estrutural, destacam-se as vigas V102 e V202, que foram subdimensionadas, enquanto as demais vigas paralelas às mesmas (V101, V103, V201 e V203) foram superdimensionadas. Com relação à viga V102, os profissionais 1 e 2 dimensionaram a mesma com momentos resistentes últimos inferiores ao momento de projeto, indo de maneira contrária ao que estabelece a NBR 6118/2007. Também, nesse sentido, nota-se o subdimensionamento, por parte dos profissionais de obra, das armaduras no sentido do menor vão da laje do reservatório (L5), contrastando com um gasto excessivo de concreto nas demais lajes, que são bem menos solicitadas.

Em relação aos custos, o dimensionamento segundo a NBR 6118 resultou bem mais barato que o dimensionamento empírico dos profissionais de obras. Isso ocorreu principalmente em função da adoção de lajes espessas e utilizando a solução, relativamente comum em obras de pequeno porte, da utilização de uma malha superior e outra malha inferior de armaduras, ao invés de posicionar nos vãos a armadura positiva e nos apoios a armadura negativa. Nos custos de aço nas vigas, também nota-se certa diferença, mas sem impacto tão alto nos custos globais da estrutura.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. 3 ed. Rio Grande: Dunas, 2010. v. 2.

BOTELHO, M. H. C.; MARCHETTI, O. **Concreto armado eu te amo**. 3. ed. São Paulo: Blücher, 2011. v. 2.

CAMPOS FILHO, A. **Projeto de lajes maciças de concreto armado**. Porto Alegre: UFRGS, 2011a. Apostila de aula – Disciplina de Concreto Armado 2. Disponível em: <<http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/lajes.pdf>>. Acesso em: 25 maio 2012.

\_\_\_\_\_. **Projeto de pilares de concreto armado**. Porto Alegre: UFRGS, 2011b. Apostila de aula – Disciplina de Concreto Armado 2. Disponível em: <<http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/pilares.pdf>>. Acesso em: 2 jun. 2012.

\_\_\_\_\_. **Estados limites de serviço em estruturas de concreto armado**. Porto Alegre: UFRGS, 2011c. Apostila de aula – Disciplina de Concreto Armado 2. Disponível em: <<http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/servico.pdf>>. Acesso em: 2 jun. 2012.

\_\_\_\_\_. **Verificação dos estados limites de serviço em vigas de concreto armado**. Porto Alegre: UFRGS, 2012. Software acadêmico para a Disciplina de Concreto Armado 2. Disponível em: <<http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/>>. Acesso em: 19 nov. 2012.

ENCARGOS Sociais. São Paulo: Sinduscon. Disponível em <<http://www.sindusconsp.com.br/downloads/estprod/economia/2012/enc0712.pdf>>. Acesso em: 25 jul. 2012.

JESUS, C. R. M.; BARROS, M. M. S. B. **Custos e orçamentos na Construção Civil**. São Paulo: EPUSP, 2009. Boletim Técnico PCC n. 548. Disponível em: <<http://publicacoes.pcc.usp.br/PDF2009/BT528.pdf>>. Acesso em: 28 maio 2012.

MATTOS, A. D. **Como preparar orçamentos de obras**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2006.

RISCOS da superdemanda de obras. **Revista Técnica**, São Paulo: Pini, ano 19, n. 171, p. 2-4, set. 2011.

TABELAS de Composição de Preços para Orçamentos. 13. ed. São P-aulo: Pini, 2008.

**ANEXO A – Tabelas de composições de preços (TABELAS..., 2008)**

**03210.8.1.13 ARMADURA de aço para pilares, CA-50, corte e dobra industrial, fora da obra – unidade: kg**

CÓDIGO	COMPONENTES	UNID.	CONSUMOS
01270.0.1.10	Ajudante de armador	h	0,034
01270.0.25.1	Armador	h	0,034
03150.3.3.6	Espaçador circular de plástico para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	un	4,70
03210.1.2.1	Serviço de corte/dobra industrializado para aço CA 50/60	kg	1,05
03210.3.2.3	Barra de aço CA-50 1/2" (bitola: 12,50 mm / massa linear: 0,963 kg/m)	kg	1,05
05060.3.3.1	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,02

**03210.8.1.15 ARMADURA de aço para lajes, CA-50, corte e dobra industrial, fora da obra – unidade: kg**

CÓDIGO	COMPONENTES	UNID.	CONSUMOS
01270.0.25.1	Armador	h	0,031
03150.3.3.6	Espaçador circular de plástico para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	un	11,40
03210.1.2.1	Serviço de corte/dobra industrializado para aço CA 50/60	kg	1,05
03210.3.2.5	Barra de aço CA-50 5/16" (bitola: 8,00 mm / massa linear: 0,395 kg/m)	kg	1,05
05060.3.3.1	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,02

**03210.8.1.14 ARMADURA de aço para vigas, CA-50, corte e dobra industrial, fora da obra – unidade: kg**

CÓDIGO	COMPONENTES	UNID.	CONSUMOS
01270.0.25.1	Armador	h	0,10
03150.3.3.6	Espaçador circular de plástico para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	un	7,29
03210.1.2.1	Serviço de corte/dobra industrializado para aço CA 50/60	kg	1,05
03210.3.2.2	Barra de aço CA-50 3/8" (bitola: 10,00 mm / massa linear: 0,617 kg/m)	kg	1,05
05060.3.3.1	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,02

**03220.8.1.1 ARMADURA de tela de aço CA-60 B – unidade: kg**

CÓDIGO	COMPONENTES	UNID.	CONSUMOS
01270.0.1.10	Ajudante de armador	h	0,04
01270.0.25.1	Armador	h	0,02
03220.3.1.1	Tela de aço CA-60 soldada tipo Q138 (diâmetro do fio: 4,20 mm / dimensões da trama: 100 mm x 100 mm / tipo da malha: quadrangular)	kg	1,03
05060.3.3.1	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,01

**03310.8.13.1 TRANSPORTE, lançamento, adensamento e acabamento do concreto em estrutura - unidade: m<sup>3</sup>**

CÓDIGO	COMPONENTES	UNID.	CONSUMOS
01270.0.40.1	Pedreiro	h	1,65
01270.0.45.1	Servente	h	4,50
22300.9.10.1	VIBRADOR de imersão, elétrico, potência 1 HP (0,75 kW) - vida útil 20.000 h	h prod	0,20

**ANEXO B – Encargos Sociais (ENCARGOS..., 2012)**

**Encargos Sociais – Julho/2012**

<b>A - Encargos Sociais Básicos</b>		
A1	INSS	20,00%
A2	FGTS	8,00%
A3	Salário Educação	2,50%
A4	Sesi	1,50%
A5	Senai e Sebrae	1,60%
A6	Incrá	0,20%
A7	Seguro contra riscos e acidentes	3,00%
A8	Seconci	1,00%
<b>Total Grupo A</b>		<b>37,80%</b>
<b>B - Encargos que recebem incidência de A</b>		
B1	Repouso semanal remunerado	18,13%
B2	Feriados	4,91%
B3	Férias + 1/3	15,10%
B4	Auxílio Enfermidade e Acidentes de Trabalho	2,58%
B5	13º Salário	11,33%
B6	Licença Paternidade	0,13%
B7	Faltas justificadas por motivos diversos	0,76%
<b>Total Grupo B</b>		<b>52,93%</b>
<b>Grupo C = (A*B)</b>		<b>20,01%</b>
<b>D - Encargos ligados à demissão do trabalhador</b>		
D1	Aviso prévio	11,56%
D2	Depósito por despedida injusta	3,08%
D3	Indenização adicional	0,78%
D4	Adicional Lei Complementar 110/01	0,77%
<b>Total Grupo D</b>		<b>16,18%</b>
<b>Grupo D' = (A-A2-A8)*D1</b>		<b>3,33%</b>
<b>E - Outros</b>		
E1	Dias de chuva e outras dificuldades	1,50%
E2	Almoço	21,12%
E3	Jantar	3,83%
E4	Café da manhã	8,38%
E5	Equipamento de segurança	4,85%
E6	Vale-transporte	6,70%
E7	Seguro de vida e acidentes	0,59%
<b>Total Grupo E</b>		<b>48,10%</b>
<b>Total A + B+ C+ D + D' + E</b>		<b>178,34%</b>