

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

Marina Kaercher

**ESTUDO DE CASO:
DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO
RESIDENCIAL A PARTIR DE UM PROJETO
ARQUITETÔNICO EXISTENTE**

Porto Alegre

Julho 2018

MARINA KAERCHER

**ESTUDO DE CASO:
DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO
RESIDENCIAL A PARTIR DE UM PROJETO
ARQUITETÔNICO EXISTENTE**

Trabalho de Diplomação apresentado à Comissão de Graduação do
Curso 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

Orientador: Prof. João Ricardo Masuero

Porto Alegre

Julho 2018

MARINA KAERCHER

**ESTUDO DE CASO:
DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO
RESIDENCIAL A PARTIR DE UM PROJETO
ARQUITETÔNICO EXISTENTE**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado pela banca examinadora e em sua forma final pelo Professor Orientador.

Porto Alegre, Julho de 2018

BANCA EXAMINADORA

Prof. João Ricardo Masuero
(UFRGS)
Dr. pela UFRGS
Orientador

Prof. Roberto Domingo Rios
(UFRGS)
Dr. pela UFRGS
Relator

Prof^a Virgínia M. Rosito d'Avila Bessa
(UFRGS)
Dr^a. pela UFRGS

Dedico este trabalho aos meus pais,
pelo apoio e amor incondicionais.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor João Ricardo Masuero pelo auxílio e incentivo, e por todo o tempo e paciência dedicados a orientação deste trabalho, sem os quais a sua realização não teria sido possível. Agradeço, ainda, pela dedicação a este curso de graduação, pela sua busca constante por melhorias e pela atenção e paciência que oferece a todos os alunos.

Agradeço à minha família, pela compreensão, apoio e incentivo ao longo desta trajetória. Em especial aos meus pais, Soraia e Jonas, por serem os meus maiores exemplos, e terem me guiado e amparado até aqui.

Agradeço ao meu companheiro, Eduardo, pelo amor e companheirismo ao longo destes anos, sendo sempre fonte de tranquilidade e equilíbrio. Agradeço a sua família, pelo acolhimento, amparo e carinho.

Agradeço às minhas amigas pela compreensão de minha ausência durante a trajetória acadêmica, e a todos os amigos que fiz ao longo do curso, em especial ao Matheus Benincá que me auxiliou neste trabalho; vocês foram fundamentais para minha formação.

Agradeço à Universidade Federal do Rio Grande do Sul, seus funcionários e professores, que tornaram possível a minha formação.

“A verdadeira viagem de descobrimento não consiste em procurar novas paisagens, mas em ter novos olhos”.

Marcel Proust

RESUMO

Este trabalho se propõe a realizar o dimensionamento estrutural de um edifício residencial de onze pavimentos a partir de um projeto arquitetônico real, incluindo a discussão das principais etapas envolvidas e dos resultados obtidos. Foram consideradas como ações solicitantes aquelas de caráter permanentes, como o peso próprio da estrutura, dos sistemas de vedação e os revestimentos, e as ações variáveis, decorrentes do uso da edificação e da ação do vento. A estrutura foi dimensionada através de três etapas distintas, cada uma delas servindo de base para a seguinte: pré-dimensionamento, com o uso de modelos simplificados e desacoplados de análise, sendo possível compreender melhor o comportamento estrutural dos elementos envolvidos e identificar os padrões de distribuição de cargas do edifício; dimensionamento, utilizando modelo de pórtico espacial, o que permitiu analisar a estrutura de forma integrada, levando em consideração o seu caráter hiperestático; e verificação da estabilidade global e rigidez horizontal da estrutura, baseada nos parâmetros α e γ_z e deslocamento horizontal máximo no topo da edificação, o que permitiu verificar a estrutura frente à ação horizontal do vento. Como resultado, foram obtidas as seções de vigas, lajes e pilares, incluindo as áreas de armadura necessárias ao atendimento dos maiores esforços solicitantes para as três etapas analisadas. As seções obtidas na etapa de pré-dimensionamento se mostraram exageradas para os pilares, quando comparadas à configuração de dimensionamento, e expressivamente inferiores para algumas vigas. A consideração dos limites máximos para deslocamentos horizontais prescrita pela NBR6118:2014 foi determinante para a configuração estrutural final, pois foi necessário um grande aumento das seções dos pilares para garantir que a estrutura fosse pouco deslocável, ainda que resistisse às combinações do estado limite último com seções muito inferiores. Credita-se o resultado final principalmente à concepção arquitetônica do projeto, que dispõe os pilares de forma adequada para as cargas verticais, mas sem formar linhas de pórticos eficientes para garantir que a edificação tenha deslocamentos horizontais pequenos.

Palavras-chave: NBR6118:2014. Dimensionamento Estrutural.
Estruturas de Concreto Armado

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 4.1 - Aproximação em apoios extremos | 27 |
| Figura 5.1 - Etapas de cálculo das cargas verticais | 30 |
| Figura 5.2 - Charneiras Plásticas..... | 31 |
| Figura 5.3- Distribuição de cargas lineares nos apoios das lajes | 33 |
| Figura 5.4 - Exemplificação do esquema estrutural..... | 35 |
| Figura 6.1 - Isopletas da velocidade básica V_o (m/s)..... | 38 |
| Figura 6.2 - Coeficiente de Arrasto - Ventos de baixa turbulência | 41 |
| Figura 6.3 - Coeficiente de Arrasto - Ventos de alta turbulência..... | 42 |
| Figura 7.1 - Configuração de materiais e espessuras para paredes, vigas e lajes internas | 47 |
| Figura 7.2 – Configuração de materiais e espessuras para lajes externas/sacadas | 47 |
| Figura 7.3 - paredes divisórias sobre lajes L09 e L10..... | 49 |
| Figura 7.4 - Esquema estrutural da viga V16..... | 52 |
| Figura 8.1 - Ilustração do modelo de análise tridimensional..... | 54 |
| Figura 8.2 (a) Configuração pelo Projeto Arquitetônico e (b) Configuração adotada na modelagem.. | 56 |
| Figura 8.3 - Caso especial de modelagem: Pilar P4 (a) situação real (b) modelagem | 57 |
| Figura 8.4 - Configuração da viga V4 no pré-dimensionamento | 58 |
| Figura 8.5 - Configuração da viga V4 no modelo tridimensional..... | 59 |
| Figura 8.6 - Dimensões consideradas para o cálculo da Força de Arrasto..... | 62 |
| Figura 8.7 - Posição de aplicação das forças horizontais F_x e F_y | 63 |
| Figura 9.1 - Espaçamento entre barras longitudinais | 74 |
| Figura 9.2 - raio de curvatura interna dos estribos..... | 74 |
| Figura 9.3 - Corte esquemático - Altura vigas de bordo | 78 |
| Figura 9.4 - Corte esquemático - altura vigas sacada..... | 78 |
| Figura 9.5 - Corte esquemático: altura vigas com vão livre..... | 79 |
| Figura 9.6 -Espaçamentos máximos..... | 81 |
| Figura 9.7 - Interface do programa Pcalc! para dimensionamento de pilares | 84 |
| Figura 9.8 - Espaçamentos entre barras longitudinais..... | 85 |
| Figura 9.9 - Estribos suplementares em pilares..... | 86 |
| Figura 10.1 - Aplicação da força para verificação do deslocamento e rigidez equivalente | 92 |
| Figura 10.2 – variáveis envolvidas no cálculo de $M1, tot, d$ | 94 |
| Figura 10.3 - variáveis envolvidas no cálculo de $\Delta Mtot, d$ (a) pelas prescrições da norma (b) simplificação adotada neste trabalho..... | 95 |
| Figura 10.4 - Nós considerados para análise dos deslocamentos horizontais | 97 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 3.1 - Peso específicos dos materiais | 20 |
| Tabela 4.1 - Determinação do ψ_3 | 24 |
| Tabela 4.2 – Valores de ψ_2 para lajes armadas em duas direções..... | 25 |
| Tabela 4.3 - Valores do fator de correção γ_{corr} | 29 |
| Tabela 5.1 - Reação nos apoios pelo método das charneiras plásticas..... | 32 |
| Tabela 7.1 - Propriedades do concreto | 46 |
| Tabela 7.2 - Cargas em lajes decorrente dos seus revestimentos..... | 48 |
| Tabela 7.3 - Carga acidental em lajes..... | 48 |
| Tabela 7.4 - Carga vertical de paredes divisórias apoiadas diretamente sobre as lajes 09 e 10..... | 49 |
| Tabela 7.5 - Espessura das Lajes - pré-dimensionamento..... | 50 |
| Tabela 7.6 - Pré-dimensionamento: altura de vigas | 50 |
| Tabela 7.7 – Carga vertical devida à paredes..... | 51 |
| Tabela 7.8 - Pré-dimensionamento pilares..... | 53 |
| Tabela 8.1 - Reações nos apoios no Modelo Inicial e no Modelo Tridimensional | 60 |
| Tabela 8.2 - Combinações adotadas..... | 61 |
| Tabela 8.3 - Força Horizontal normal à face 13,20m..... | 63 |
| Tabela 8.4 - Força horizontal normal à face de 16,55m..... | 64 |
| Tabela 9.1 - Verificação das deformações excessivas no estado-limite de serviço | 66 |
| Tabela 9.2 - Limite espaçamentos lajes | 69 |
| Tabela 9.3 - Área de armadura junto à face inferior da laje..... | 70 |
| Tabela 9.4 - Armadura junto à face superior (lajes em balanço)..... | 70 |
| Tabela 9.5 - Área de armadura junto à face superior nos bordos..... | 70 |
| Tabela 9.6 - Diâmetro interno da curvatura dos estribos | 74 |
| Tabela 9.7 - Número de barras máximo por nível, para diferentes larguras, estribos e diâmetro de barras..... | 75 |
| Tabela 9.8- Primeiro Resultado - Vigas com as seções do pré-dimensionamento..... | 76 |
| Tabela 9.9 – Dimensionamento de seções e armadura longitudinal para a seção crítica | 80 |
| Tabela 9.10 - Armadura transversal para o maior esforço cortante na seção..... | 81 |
| Tabela 9.11 - Dimensionamento Pilares: seções pré-dimensionamento | 88 |
| Tabela 9.12 - Dimensionamento Pilares: após primeira modificação de seções..... | 88 |
| Tabela 9.13 - Dimensionamento Pilares: após segunda modificação de seções | 89 |
| Tabela 10.1 - Combinações de serviço..... | 96 |
| Tabela 10.2 - Modificações efetuadas na estrutura para atendimento da estabilidade horizontal..... | 100 |
| Tabela 10.3 - Resultados do parâmetro de instabilidade α | 100 |
| Tabela 10.4 - Deslocamento-limite horizontal no topo do edifício..... | 101 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 10.5 - γ_z para a configuração inicial de dimensionamento | 102 |
| Tabela 10.6 - γ_z para a configuração final de dimensionamento | 102 |
| Tabela 10.7 - Dimensionamento da Armadura Longitudinal em vigas após a análise da estabilidade global e deslocamentos horizontais | 103 |
| Tabela 10.8 - Dimensionamento da Armadura Transversal em vigas após a verificação da estabilidade global e deslocamentos horizontais | 104 |
| Tabela 10.9 - Dimensionamento da Armadura Longitudinal e Transversal em pilares após a verificação da estabilidade global e deslocamentos horizontais | 104 |

LISTA DE SÍMBOLOS

h : altura da seção em lajes ou vigas

d : altura útil em lajes ou vigas

ϕ_l : diâmetro da armadura longitudinal

ϕ_t : diâmetro da armadura transversal

c : cobrimento de concreto

l : vão livre da viga ou laje

A_c : área da seção transversal do pilar

N_d : carga vertical de cálculo atuante no pilar

γ_{corr} : fator de correção para pré-dimensionamento de pilares, que busca levar em consideração a ação do momento fletor

σ_{id} : tensão ideal de cálculo do concreto

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto

f_{sd} : resistência de cálculo do aço

ρ : taxa de armadura

p : carga vertical total

q : parcela de carga vertical permanente

g : parcela de carga vertical acidental

V_0 : velocidade básica do vento

S_1, S_2, S_3 : fatores de ajuste da velocidade básica do vento

V_k : velocidade característica do vento para fins de dimensionamento

F_a : força de arrasto

q : pressão dinâmica do vento

A_e : área frontal efetiva da edificação

d_{max} : máxima dimensão para o agregado graúdo

E_{cs} : módulo de deformação secante

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto

E_{ci} : módulo de elasticidade inicial

α_E : parâmetro em função da natureza do agregado

G_c : módulo de elasticidade transversal.

ν : coeficiente de Poisson

γ : peso específico

SUMÁRIO

| | | |
|----------|---|----|
| 1 | INTRODUÇÃO | 14 |
| 1.1 | OBJETIVO..... | 14 |
| 1.2 | ESCOPO | 15 |
| 2 | PROJETO ARQUITETÔNICO E LANÇAMENTO ESTRUTURAL | 16 |
| 3 | CONSIDERAÇÕES SOBRE O CARREGAMENTO ATUANTE | 18 |
| 3.1 | CARGAS ACIDENTAIS VERTICAIS..... | 18 |
| 3.2 | CARGAS PERMANENTES..... | 19 |
| 3.2.1 | Técnica construtiva | 19 |
| 3.2.2 | Peso específico dos materiais constituintes | 20 |
| 3.2.3 | Geometria dos elementos estruturais | 20 |
| 4 | PRÉ-DIMENSIONAMENTO | 22 |
| 4.1 | PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE LAJES E VIGAS | 22 |
| 4.1.1 | Considerações sobre a vinculação das lajes | 26 |
| 4.1.2 | Considerações sobre vinculação das vigas | 26 |
| 4.2 | PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES DOS PILARES..... | 28 |
| 5 | CÁLCULO DAS CARGAS VERTICAIS ATUANTES | 30 |
| 5.1 | CARGAS VERTICAIS ATUANTES NAS LAJES | 30 |
| 5.2 | REAÇÕES NOS APOIOS DAS LAJES..... | 30 |
| 5.3 | CARGAS VERTICAIS ATUANTES NAS VIGAS..... | 34 |
| 5.4 | REAÇÕES NOS APOIOS DAS VIGAS | 35 |
| 5.5 | CÁLCULO DAS CARGAS EM PILARES..... | 36 |
| 6 | CARGAS DEVIDAS AO VENTO | 37 |
| 6.1 | VELOCIDADE CARACTERÍSTICA DO VENTO..... | 37 |
| 6.1.1 | Velocidade básica do vento | 37 |
| 6.1.2 | Fator topográfico - S1 | 38 |
| 6.1.3 | Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno - Fator S2 39 | |
| 6.1.4 | Fator de uso da edificação - S3 | 39 |
| 6.2 | PRESSÃO DINÂMICA DO VENTO..... | 40 |
| 6.3 | FORÇA DE ARRASTO..... | 40 |
| 7 | MODELO APROXIMADO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA | 44 |
| 7.1 | CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO..... | 44 |
| 7.2 | PROPRIEDADES ADMITIDAS PARA O CONCRETO ADOTADO | 44 |
| 7.3 | PRÉ-DIMENSIONAMENTO..... | 46 |
| 8 | MODELO TRIDIMENSIONAL | 54 |
| 8.1 | CONSIDERAÇÕES PERTINENTES AO MODELO IDEALIZADO | 55 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| 8.2 | VERIFICAÇÃO DO MODELO TRIDIMENSIONAL EM RELAÇÃO AO MODELO APROXIMADO..... | 57 |
| 8.3 | COMBINAÇÃO DE AÇÕES..... | 60 |
| 8.4 | FORÇAS HORIZONTAIS: AÇÃO DO VENTO..... | 62 |
| 9 | DIMENSIONAMENTO | 65 |
| 9.1 | DIMENSIONAMENTO DAS LAJES..... | 65 |
| 9.2 | DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS | 71 |
| 9.2.1 | Armadura Longitudinal: metodologia e premissas..... | 71 |
| 9.2.2 | Armadura Longitudinal: critérios de detalhamento..... | 73 |
| 9.2.3 | Armadura Longitudinal: resultados e análises..... | 75 |
| 9.2.4 | Armadura Transversal | 80 |
| 9.3 | DIMENSIONAMENTO DOS PILARES | 82 |
| 9.3.1 | Armadura Longitudinal: metodologia e premissas..... | 82 |
| 9.3.2 | Armadura Longitudinal: critérios de detalhamento..... | 84 |
| 9.3.3 | Armadura transversal..... | 85 |
| 9.3.4 | Armadura longitudinal: análises e resultados | 86 |
| 10 | VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA E DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS MÁXIMOS | 90 |
| 10.1 | DISPENSA DA CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM..... | 91 |
| 10.1.1 | Parâmetro de instabilidade α..... | 91 |
| 10.1.2 | Coefficiente γz | 93 |
| 10.2 | DESLOCAMENTO MÁXIMO HORIZONTAL DO EDIFÍCIO..... | 96 |
| 10.3 | RESULTADOS..... | 97 |
| 10.4 | CONSIDERAÇÕES..... | 105 |
| 11 | CONSIDERAÇÕES FINAIS | 107 |
| 12 | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 109 |
| | APÊNDICE A..... | 110 |
| | APÊNDICE B..... | 111 |
| | APÊNDICE C..... | 112 |
| | APÊNDICE D..... | 113 |
| | APÊNDICE E..... | 114 |
| | APÊNDICE F..... | 116 |
| | APÊNDICE G..... | 119 |
| | ANEXO A..... | 122 |
| | ANEXO B..... | 123 |

1 INTRODUÇÃO

A área de estruturas é, dentre àquelas contempladas pelo curso de Engenharia Civil, uma das formações clássicas do engenheiro, sendo conhecimento obrigatório aos egressos do curso. A engenharia civil é um curso de base teórica extensa e sólida, de modo que este trabalho visa dar suporte aos conteúdos teóricos estudados ao longo da graduação, de modo que a integração destes conhecimentos permita desenvolver o dimensionamento de um projeto estrutural de um edifício residencial e a discussão das principais etapas envolvidas, atividade recorrente ao profissional de engenharia civil.

Ainda que, atualmente, a disponibilidade por softwares de cálculo estrutural seja vasta e seu uso seja consagrado no universo dos projetos, o comportamento de uma estrutura pode ser melhor compreendido através da aplicação de métodos mais simples e manuais que, embora não usufruam da agilidade conferida pelos programas computacionais integrados, permitem uma melhor visualização dos efeitos de transmissão de carga, da rigidez e da interação entre os diversos componentes estruturais. Ainda assim, a utilização de tais programas integrados é muito vantajosa a partir do momento em que o projetista tem maior intimidade com o comportamento da estrutura, e já consiga julgar os resultados obtidos de maneira sensata e fiel.

Deste modo, este trabalho se propõe utilizar métodos de pré-dimensionamento que favoreçam a ampliação dos conhecimentos quanto ao comportamento da estrutura. Em sequência, a realização do dimensionamento será feita a partir de um modelo tridimensional, com o auxílio de programa de cálculo estrutural, permitindo inserir o projeto em uma perspectiva mais atual do ramo. Esta dualidade de atividades permite a visualização do comportamento estrutural dos elementos, bem como a utilização consciente dos recursos computacionais disponíveis.

Este trabalho se propõe a ser um exercício parcial de projeto, e de discussão das escolhas e alternativas usualmente tomadas em seu desenvolvimento, permitindo concatenar conhecimentos adquiridos em diferentes disciplinas do curso, e, além disso, conferir-lhes um caráter profissionalizante.

1.1 OBJETIVO

O objetivo do trabalho é desenvolver o dimensionamento estrutural de um edifício residencial, em concreto armado, a partir de um projeto arquitetônico existente, para três fases distintas: pré-dimensionamento, dimensionamento sem levar em consideração a análise de estabilidade

global da estrutural e dimensionamento após a verificação da estabilidade e deslocamentos horizontais.

1.2 ESCOPO

Serão consideradas como cargas atuantes na edificação as ações permanentes diretas, ou seja, aquelas derivadas do peso próprio da estrutura, dos seus elementos construtivos fixos e de instalações permanentes e as ações variáveis diretas, derivadas do uso da edificação e da ação do vento sobre a estrutura. A estrutura será dimensionada através de três etapas: pré-dimensionamento, com o uso de modelos simplificados e desacoplados de análise; dimensionamento, utilizando modelo integrado de pórtico espacial, e verificação da estabilidade global e rigidez horizontal da estrutura, baseada nos parâmetros α e γ_z e deslocamento horizontal máximo no topo da edificação.

Não faz parte do escopo deste trabalho a análise dos efeitos globais de segunda ordem, sendo a estrutura dimensionada para que estes esforços possam ser desprezados. Efeitos dinâmicos acarretados por vibrações não serão considerados neste trabalho. Não serão analisadas ou dimensionadas estruturas de contenção como cortinas ou muros de arrimo, vigas-paredes e pilares-parede. Os reservatórios serão considerados pré-fabricados. Não fazem parte do escopo deste trabalho o dimensionamento dos elementos de fundação. O detalhamento das peças não está incluído. Não serão considerados os estados limites de serviço, com exceção do cálculo das flechas em lajes e deslocamento máximo no topo da edificação, que foi utilizado como parâmetro de controle.

O projeto arquitetônico utilizado como base para este exercício de dimensionamento estrutural é o de um prédio residencial, na cidade de Porto Alegre, constituído de 11 andares, com um apartamento por andar, sendo considerados neste trabalho todos como pavimentos tipo. A planta baixa é apresentada no Anexo A e é o projeto arquitetônico real de uma edificação, planejada originalmente para outra cidade. Modificações no projeto arquitetônico não estão no escopo deste trabalho, de modo que as posições dos pilares serão consideradas como aquelas apresentadas pela arquitetura do edifício.

Todos os passos do trabalho serão desenvolvidos sob as orientações das normas:

NBR 6123/1988 - Forças devidas ao vento em edificações

NBR 6118/2014 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento

NBR 6120/1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações

2 PROJETO ARQUITETÔNICO E LANÇAMENTO ESTRUTURAL

A primeira etapa de um projeto estrutural consiste no estudo do projeto arquitetônico, de modo a compreender suas particularidades. É com base nele que será feito o lançamento estrutural de lajes, vigas e pilares, procurando harmonizar o projeto estrutural com as formas arquitetônicas.

A concepção arquitetônica é uma etapa que influencia significativamente o projeto estrutural, devendo ser idealizada com conhecimento das limitações estruturais do método construtivo em questão.

Quando o projetista arquitetônico prevê uma malha estrutural, ou seja, um esqueleto razoavelmente ordenado do edifício, formado por pilares, vigas e lajes, a integração entre os projetos ocorre de forma muito mais fácil. Esta malha pode ser concebida a partir de critérios muito simplificados de pré-dimensionamento, como considerar a altura da viga igual a 1/10 do vão a ser vencido por ela. O lançamento do projeto arquitetônico sobre a malha estrutural permitirá que o projetista antecipe dificuldades quanto à estrutura e evite retrabalhos e mudanças futuras no conceito arquitetônico do empreendimento.

A locação de pilares, por exemplo, deve respeitar as limitações das vigas que neles se conectam, evitando que elas possuam alturas exageradas, o que ocasiona dificuldades construtivas, além de favorecer conflitos com esquadrias e instalações. Os pilares do pavimento de garagem normalmente assumem a prioridade de locação, para permitir os vãos mínimos de passagens de veículos e viabilizar vagas, o que faz com que os pilares dos demais pavimentos fiquem atrelados a estas posições, ou à utilização de soluções alternativas, como transições de seção ou até mesmo vigas de transição, permitindo maior liberdade arquitetônica. Neste trabalho, porém, considerar-se-á os pilares com seção constante e sem a utilização de vigas de transição.

Quando o projeto arquitetônico faz uso de uma malha, o projetista estrutural guia-se por essas previsões, buscando viabilizá-las e otimizá-las. Porém, um projeto arquitetônico que não possui pilares locados e ignora a existência de vigas, poderá sofrer alterações significativas após o lançamento estrutural preliminar.

Percebe-se, portanto, a importância da arquitetura sobre o projeto estrutural, e principalmente a relação entre uma concepção bem estruturada e a conseqüente necessidade de modificações e retrabalhos.

O projeto arquitetônico utilizado neste estudo é um prédio de 11 pavimentos, sendo considerados neste trabalho todos como pavimentos tipo. O pé direito da edificação possui 2,80m. A planta baixa do pavimento tipo é apresentada no Anexo A. Ainda que todos os pavimentos estejam sendo considerados como tipo, a planta baixa do pavimento térreo foi utilizada ao longo do estudo como forma de restringir as opções para dimensões de pilares, tornando a verificação mais realística, estando disponibilizada no Anexo B.

3 CONSIDERAÇÕES SOBRE O CARREGAMENTO ATUANTE

Independente da tipologia da edificação, para qualquer que seja sua classe ou destinação, a NBR6120:1980 classifica as cargas a serem consideradas no projeto estrutural da edificação, como sendo as cargas permanentes e as cargas acidentais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 1).

- a) Carga permanente: é aquela carga devida ao peso próprio da estrutura, incluindo todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes;
- b) Carga acidental: é aquela carga devida ao uso da edificação, ou seja, engloba o peso de pessoas, móveis, veículos.

A NBR6118:2014, por sua vez, utiliza nomenclatura diferente para a definição das cargas, sendo as classes pertinentes para este projeto, as seguintes:

- a) Ações permanentes diretas: constituídas pelo peso próprio da estrutura, dos elementos, instalações e empuxos permanentes;
- b) Ações variáveis diretas: constituídas pelas cargas acidentais devido ao uso das construções, pelas ações do vento e da água.

As ações variáveis na NBR6118:2014 utilizadas neste trabalho são as cargas acidentais verticais de uso da construção e a ação do vento.

No caso de edifícios residenciais de baixa e média altura, a magnitude das ações permanentes é superior às ações variáveis, ou seja, a maior parte dos esforços suportados pela estrutura provém dos elementos construtivos fixos e não devido a itens relacionados ao uso da edificação. Em outros tipos de estruturas as ações variáveis terão valores muito mais expressivos, como por exemplo um viaduto, que é uma construção sujeita a altas cargas devidas ao tráfego viário, ou um edifício de grande altura, onde a ação do vento é determinante para o dimensionamento da estrutura.

3.1 CARGAS ACIDENTAIS VERTICAIS

A NBR 6120:1980 apresenta em sua página 3 a Tabela 2, na qual são estipulados valores mínimos de carga acidental vertical a serem considerados em diferentes tipologias de espaços. Para edifícios residenciais, a norma estipula um valor maior para aquelas áreas nas quais espera-

se ter móveis e equipamentos de maior peso, como lavanderias e despensas, e um valor menor para áreas destinadas a sala e dormitório. Tal especificação normativa apenas refere-se à valores mínimos, ficando a cargo do projetista conhecer e considerar as individualidades de cada projeto, aplicando valores superiores aos mínimos determinados, se considerado prudente.

A ação do vento, será tratada no Capítulo 6.

3.2 CARGAS PERMANENTES

Considerando a tipologia construtiva tradicional — estrutura independente de concreto armado e vedações de alvenaria de blocos cerâmicos —, é necessário incluir na análise de ações permanentes o peso próprio dos elementos estruturais, sendo eles lajes, vigas e pilares, dos elementos de vedação, como blocos cerâmicos, e também de elementos de regularização de superfícies e acabamentos, como contrapiso, revestimento, cerâmica e forro.

É necessária a obtenção e análise de três variáveis para efetuar o cálculo das ações verticais permanentes: o conhecimento quanto à técnica construtiva empregada, o peso específico dos materiais constituintes e a geometria dos elementos.

3.2.1 Técnica construtiva

A importância quanto a técnica construtiva se deve ao fato de que muitas vezes aquilo que é efetivamente construído não é o que está especificado nas normas e nas boas práticas. Pode-se citar como exemplo a espessura de revestimento externo, a qual varia muito dependendo da qualidade construtiva, já que, quanto maior for o desprumo da estrutura, maior deverá ser a espessura de revestimento empregado na regularização da superfície. Analogamente à questão do revestimento externo, é possível pensar a respeito da espessura de contrapiso: é comum estar especificado em projetos arquitetônicos "piso zero" ou ausência de contrapiso, com o revestimento sendo colado diretamente à superfície acabada e regularizada de concreto da laje, sem que isso reflita a realidade do construtor, que pode praticar valores de contrapiso de até 6cm, significativos em termos de carga quando comparado à espessura da laje.

Estas considerações estão pontuadas como relevantes pois o projetista deve ser capaz de correlacionar tudo aquilo que diz respeito a concepção da edificação, compreendendo as particularidades do construtor da edificação, ao invés de incluir no projeto apenas as cargas padronizadas e relacionadas em normas.

3.2.2 Peso específico dos materiais constituintes

Os materiais constituintes da edificação são normalmente especificados no projeto arquitetônico, porém, tal detalhamento ocorre, geralmente, numa etapa pré-executiva ou executiva, muito posterior ao início da concepção do projeto estrutural. Sendo assim, cabe também ao projetista estrutural questionar e utilizar a experiência e o bom senso na consideração dos materiais utilizados no cálculo das cargas permanentes.

O item 2.1.3 da NBR6120:1980 preconiza que “na falta de determinação experimental, deve ser utilizada a Tabela 1 para adotar os pesos específicos aparentes dos materiais de construção mais frequentes”.

Os edifícios residenciais em concreto armado moldado *in loco* costumam manter um mesmo padrão de acabamento, com o uso de revestimento de paredes e contrapiso em argamassa, alvenarias em blocos cerâmicos ou de concreto, pisos cerâmicos ou porcelanato.

A NBR6120:1980 apresenta na sua Tabela 1, página 2, valores de referência de peso específico para os principais materiais empregados. A Tabela 3.1 abaixo apresenta o valor correspondente ao da norma para os materiais empregados neste projeto.

Tabela 3.1 - Peso específicos dos materiais

| Materiais | Peso específico aparente [kN/m³] |
|-----------------------------------|--|
| Cerâmica | 18 |
| Tijolos furados | 13 |
| Argamassa de cal, cimento e areia | 19 |
| Argamassa de cimento e areia | 21 |
| Concreto armado | 25 |

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980)

3.2.3 Geometria dos elementos estruturais

A obtenção da geometria dos elementos, como seção de vigas, pilares e lajes, é necessária para que, juntamente com o peso específico dos materiais, seja possível obter o seu peso. Porém, justamente para conhecer a geometria dos elementos estruturais é necessário conhecer as cargas que atuam sobre eles. Percebe-se então estar-se diante de um problema iterativo, no qual o

cálculo das cargas depende da geometria, sendo que esta depende das cargas atuantes. Isso recai na necessidade de se realizar um pré-dimensionamento da geometria dos elementos estruturais.

O dimensionamento das peças estruturais condiciona não somente o valor das cargas aplicadas, mas também a distribuição dos esforços oriundos destas cargas, visto que a estrutura dos edifícios é via de regra uma estrutura hiperestática.

4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A NBR6118:2014 não define um critério para o pré-dimensionamento das estruturas, ficando a cargo do projetista adotar a metodologia mais adequada às necessidades de cada projeto, podendo ser adotados métodos menos acurados, porém mais rápidos, ou métodos mais precisos, porém com uma maior demanda de tempo.

Elenca-se ainda, que a NBR6118:2014 apresenta, no seu item 13.2, as dimensões limites dos elementos estruturais, como descrito a seguir.

Vigas:

- Largura mínima = 12cm;
- Casos excepcionais descritos em 13.2.2 na NBR6118:2014 permitem largura mínima de 10cm.

Pilares:

- Dimensão mínima = 19cm;
- Casos excepcionais descritos em 13.2.3 na NBR6118:2014 permitem dimensão mínima de 14cm;
- Em nenhuma hipótese a área da seção transversal pode ser menor que 360cm².

Lajes:

- Cobertura não em balanço = 7cm;
- Laje de piso não em balanço = 8cm;
- Lajes em balanço = 10cm.

Os limites apresentados são valores mínimos que devem ser garantidos ainda que valores inferiores a eles sejam satisfatórios em relação aos cálculos de seção. Ressalta-se, ainda, que a espessura aplicável a cada elemento depende do seu correto dimensionamento, sendo recorrente a adoção de valores superiores aos mínimos.

4.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE LAJES E VIGAS

A NBR (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980) (norma cancelada e substituída atualmente pela NBR6118:2014), estabelecia critérios para que a verificação das flechas pudesse ser desprezada, determinando valores mínimos para espessura de lajes e altura de vigas. Atualmente a NBR6118:2014 vigente não traz mais tais especificações, porém, as

antigas recomendações podem ser utilizadas como um método de pré-dimensionamento, já que permitem estabelecer os valores mínimos para os elementos.

A definição da altura mínima para vigas e lajes é obtida com a resolução das equações 4.1 e 4.2, respectivamente.

$$h_{vigas} \geq d + \frac{\phi_l}{2} + \phi_t + c + \frac{e}{2} \quad (4.1)$$

$$h_{lajes} \geq d + \frac{\phi_l}{2} + c \quad (4.2)$$

Sendo:

h: altura da laje ou da viga

d: altura útil da laje ou da viga

ϕ_l : diâmetro da armadura longitudinal

ϕ_t : diâmetro da armadura dos estribos

c: cobrimento

e: espaçamento vertical entre as barras na seção transversal

A equação 4.1 contempla a existência de 2 camadas de armadura longitudinal. A altura útil recomendada pela NBR6118:1980 é apresentada na equação 4.3.

$$d = \frac{l}{\psi_2 \times \psi_3} \quad (4.3)$$

Sendo:

l: vão livre da viga ou laje; no caso de lajes armadas em duas direções, considera-se o menor vão

ψ_2 : coeficiente que leva em conta a vinculação das vigas e lajes

ψ_3 : coeficiente que leva em conta a categoria do aço utilizado

A determinação de ψ_3 se dá de acordo com a tensão na armadura para solicitações de cálculo (σ_{sd}) e os valores estão apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Determinação do ψ_3

| Tensão na armadura para solicitações de cálculo σ_{sd} | Valores de ψ_3 | |
|---|-----------------------------|------------------|
| | Em vigas e lajes nervuradas | Em lajes maciças |
| 215 Mpa | 25 | 35 |
| 280 Mpa | 22 | 33 |
| 350 Mpa | 20 | 30 |
| 435 Mpa | 17 | 25 |
| 520 Mpa | 15 | 20 |

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980)

O valor de ψ_2 para vigas e lajes armadas em apenas uma direção é determinado de acordo com o tipo de vinculação presente entre vigas ou lajes. A NBR6118:1980 apresenta os seguintes valores:

- Simplesmente Apoiada $\psi_2 = 1,0$
- Contínuas $\psi_2 = 1,2$
- Duplamente Engastadas $\psi_2 = 1,7$
- Em balanço $\psi_2 = 0,5$

Para lajes armadas em duas direções, ψ_2 é definido pelos valores descritos na Tabela 4.2.

Sendo:

l_y = vão menor

l_x = vão maior

Quando $\frac{l_x}{l_y} = 1$, ψ_2 = número superior da tabela

$\frac{l_x}{l_y} = 2$, ψ_2 = número inferior da tabela

$1 < \frac{l_x}{l_y} < 2$, ψ_2 = interpolação linear entre os dois números

Tabela 4.2 – Valores de ψ_2 para lajes armadas em duas direções

| $\begin{matrix} l_x \\ l_y \end{matrix}$ | | | | | |
|--|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | 2,2 1,7 | 2,0 1,7 | 1,9 1,7 | 1,7 1,7 | 1,7 1,7 |
| | 2,0 1,4 | 1,8 1,4 | 1,7 1,4 | 1,4 1,3 | 1,3 1,3 |
| | 1,9 1,2 | 1,7 1,1 | 1,5 1,1 | 1,1 1,0 | 1,0 1,0 |
| | 1,7 0,5 | 1,4 0,5 | 1,1 0,5 | 0,7 0,5 | 0,6 0,5 |
| | 1,7 x 0,5 x | 1,3 x 0,5 x | 1,0 x 0,5 x | 0,6 x 0,5 x | 0,5 x 0,3 x |

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980)

Para que seja possível aplicar as premissas de pré-dimensionamento, é necessário definir alguns critérios de projeto:

- O vão livre será aquele vão medido entre os eixos dos apoios, sejam eles pilares ou vigas.
- O valor do cobrimento é obtido segundo os critérios do item 7.4 da NBR6118:2014 e depende da classe de agressividade do ambiente, definida no item 6.4 da mesma normativa.

Os valores iniciais estimados para diâmetro máximo de armadura longitudinal e estribos devem ser especificado pelo projetista de acordo com a prática usual e em conformidade com as características da edificação em questão, além de respeitar as limitações estabelecidas na NBR6118:2014:

- Estribos: mínimo = 5mm; máximo = 1/10 da largura da alma da viga; (item 18.3.3.2)
- Armadura longitudinal de pilares: mínimo = 10mm; máximo 1/8 da menor dimensão transversal. (item 18.4)

Ao final do pré-dimensionamento as espessuras das lajes poderão ser diferentes entre si, assim como as seções das vigas serão variáveis. Por questões construtivas, não é interessante que as seções variem muito expressivamente em um mesmo projeto, pois a economia de material pode não compensar a falta de padronização, tornando lenta a etapa de montagem de formas, e dificultando o aproveitamento delas. Evidente que para valores muito discrepantes convém manter as diferenças, obtendo-se assim uma boa economia de material.

4.1.1 Considerações sobre a vinculação das lajes

A vinculação de uma laje depende da sua configuração em relação às lajes adjacentes a ela.

Campos Filho (2014, p. 3) estabelece critérios para a consideração de engastamento das lajes:

- Em lajes niveladas na sua face superior, são consideradas engastadas aquelas lajes com diferença de espessura menor ou igual a 2cm. Quando a diferença de espessura entre a laje em análise e a laje adjacente for superior a 2cm, a laje de espessura menor pode ser considerada engastada na de espessura maior, porém o oposto não é válido, estando a laje de espessura maior apenas apoiada na laje de espessura menor.
- Em lajes rebaixadas, consideram-se ambas as lajes (a rebaixada e sua adjacente) como simplesmente apoiadas no apoio comum.
- Em lajes em balanço, tem-se o seu engastamento na laje adjacente, porém, tal laje é considerada apenas apoiada sobre a laje em balanço, conforme permite o item 14.7.6.2 da NBR6118:2014.

4.1.2 Considerações sobre vinculação das vigas

A NBR6118:2014 permite a aplicação do modelo clássico de vigas contínuas para a análise das cargas verticais, considerando as vigas como sendo simplesmente apoiadas nos pilares. A aplicação do modelo em consonância com as recomendações da norma está condicionada ao atendimento das correções propostas no item 14.6.6.1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 93):

- a) não podem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- b) quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado o momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;

- c) quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos nas seguintes relações:

— na viga:

$$\frac{r_{sup} + r_{inf}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (4.4)$$

— no tramo superior do pilar:

$$\frac{r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (4.5)$$

— no tramo inferior do pilar:

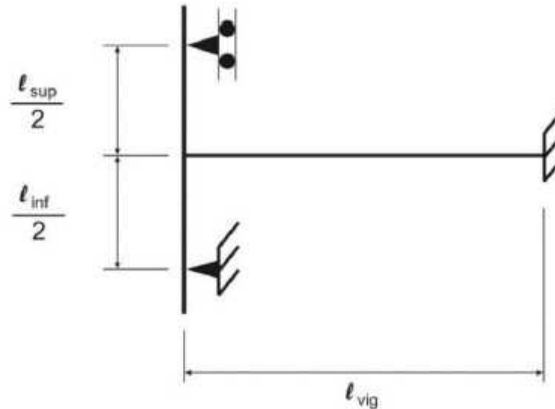
$$\frac{r_{inf}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (4.6)$$

Sendo:

$$r_i = \frac{I_i}{l_i} \quad (4.7)$$

Onde r_i é a rigidez do elemento i no nó considerado, avaliada conforme indicado na Figura 4.1.

Figura 4.1 - Aproximação em apoios extremos



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 94)

A correção citada em (a) é necessária pois os pilares podem ser rígidos a ponto de se comportarem como engastes. Para aplicar a correção é necessário realizar dois cálculos: um considerando a viga como contínua e outro considerando os apoios internos como engastes perfeitos. Apenas assim será possível verificar em qual das duas situações os momentos positivos serão maiores, para então usá-los no dimensionamento (ARAÚJO, 2003, p. 152).

A correção citada em (b) refere-se a consideração dos momentos negativos nos apoios. Se a largura longitudinal da seção do pilar for maior do que $\frac{1}{4}$ da altura do pilar, o momento negativo

utilizado nos cálculos deverá ser aquele obtido considerando o engastamento perfeito. Benincá (2016, p. 41) elenca que esta correção, além de determinar em quais casos os engastamentos perfeitos nos apoios devem ser considerados, ilustra o grau de influência das dimensões dos pilares, já que, se eles forem muitos largos, podem aumentar significativamente o momento negativo nos apoios, quando considerado o engastamento viga-pilar.

A recomendação citada em (c) define que os momentos nos apoios extremos não podem ser desconsiderados, ou seja, estes pilares não podem ser considerados como apoio simples (BENINCÁ, 2016, p. 42). Nos apoios intermediários, quando os vãos adjacentes da viga têm comprimentos e cargas similares, a rotação do eixo da viga sobre o apoio é pequena, fazendo com que a solução de viga contínua se assemelhe muito à solução do pórtico. Para os apoios de extremidade, como só há vão de um dos lados do apoio, essa situação não acontece.

Para fins de pré-dimensionamento, como as dimensões dos elementos não estão definidas, as vigas serão consideradas contínuas e apoiadas em todos os pilares, havendo engastamento viga-viga, e não viga-pilar. Os tramos de extremidade vão ser considerados contínuos e os centrais bi-engastados, salvo a existência de balanços. Os aportamentos nos pilares não serão levados em conta, visto que se trata de uma etapa de pré-dimensionamento.

4.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES DOS PILARES

O pré-dimensionamento dos pilares baseia-se em estimar uma área de seção inicial, capaz de resistir às cargas verticais calculadas e à estimativa dos efeitos de flexão gerados pelas cargas horizontais. Com esta área é possível definir a forma e os valores para as seções dos pilares, sendo que esta escolha está intimamente ligada ao projeto arquitetônico, e deve ser sempre validada com o projetista.

Um método de pré-dimensionamento a ser utilizado é aquele proposto por Melo (2013, p. 33):

$$A_c = \frac{N_d}{\sigma_{id}} \times \gamma_{corr} \quad (4.8)$$

Sendo:

A_c : área da seção transversal do pilar

N_d : carregamento de cálculo do pilar

γ_{corr} : fator de correção que leva em conta a ação do momento fletor

σ_{id} : tensão ideal de cálculo do concreto

O carregamento N_d é a carga vertical de projeto que solicita o pilar (aplicando o fator de majoração 1,4), sendo proveniente das vigas que nele se apoiam, e das cargas de pavimentos superiores. Este valor pode ser aproximado por meio de áreas de influência, ou então obtido através da resolução dos esquemas estruturais das vigas, como descrito 5.3.

A tensão ideal de cálculo é obtida pela equação 4.9.

$$\sigma_{id} = 0,85 \times f_{cd} + \rho(f_{sd} - 0,85 \times f_{cd}) \quad (4.9)$$

Sendo:

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto

f_{sd} : resistência de cálculo do aço para deformação de 0,2%

ρ : taxa de armadura

A NBR6118:2014 determina no item 17.3.5.3.2 que a área máxima de aço é 8% da área total da seção de concreto, considerando a área relativa a emendas. Portanto, entende-se que a taxa máxima sem considerar as emendas deva ser de 4%. Na etapa inicial de pré-dimensionamento é importante prever folgas nos limites de dimensões e taxas, já que, nesta etapa, as cargas verticais considerada passam por algumas aproximações, e as cargas de vento não foram efetivamente calculadas. Deste modo, para reduzir a possibilidade de mudanças após o dimensionamento final, é importante que a taxa de armadura seja fixada em um valor abaixo do máximo, entre 2% e 3%.

O fator de correção γ_{corr} , é responsável por corrigir a área dos pilares de acordo com a estimativa dos momentos fletores atuantes sobre eles, sendo prudente considerar que, dependendo da posição do pilar, este estará solicitado de forma diferenciada pelas ações do vento. Os valores de γ_{corr} que permitem essa diferenciação estão descritos na Tabela 4.3 (BACARJI¹, 1993, apud MELO, 2013).

Tabela 4.3 - Valores do fator de correção γ_{corr}

| Posição do Pilar | γ_{corr} |
|------------------|-----------------|
| Intermediário | 1,8 |
| De extremidade | 2,2 |
| De canto | 2,5 |

(fonte: BACARJI¹, 1993, apud MELO, 2013)

5 CÁLCULO DAS CARGAS VERTICAIS ATUANTES

O cálculo das cargas é efetuado para cada elemento estrutural individualmente, seguindo as etapas descritas na Figura 5.1.

Figura 5.1 - Etapas de cálculo das cargas verticais



(fonte: elaborado pelo autor)

5.1 CARGAS VERTICAIS ATUANTES NAS LAJES

A carga atuante é composta pela parcela permanente e pela parcela acidental:

$$p = g + q \quad (5.1)$$

Sendo:

p: carga vertical total

q: parcela de carga permanente

g: parcela de carga acidental

Calcula-se a carga atuante em cada laje individualmente, a partir do volume dos elementos — obtidos com a geometria do lançamento estrutural preliminar, e dos cálculos de pré-dimensionamento — e do peso específico dos seus materiais.

A carga acidental é somada como valor único, de acordo com a utilização proposta para o ambiente, conforme Tabela 2 da NBR6120:1980.

5.2 REAÇÕES NOS APOIOS DAS LAJES

A NBR6118:2014, no item 14.7.6.1, trata das reações nos apoios de lajes maciças, permitindo que seja utilizada a metodologia das charneiras plásticas, a qual determina que as reações nos

apoios são aquelas atuantes nas áreas formadas pelos triângulos e trapézios delimitados por estas charneiras. Para traçar as linhas das charneiras, a norma determina:

“14.7.6.1 Reações de apoio

(...)

b) quando a análise plástica não for efetuada, as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas, a partir dos vértices, com os seguintes ângulos:

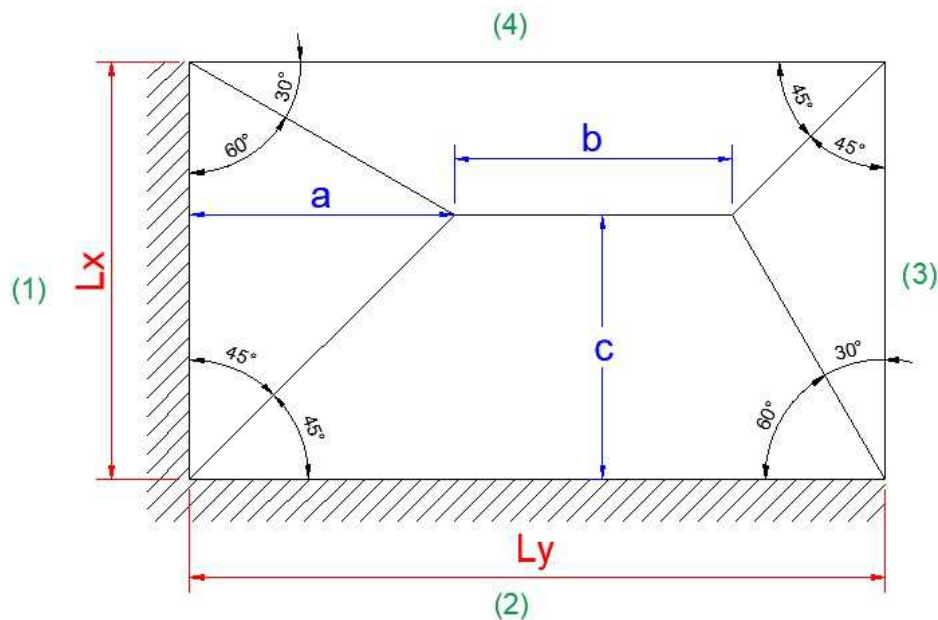
— 45° entre dois apoios do mesmo tipo;

— 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;

— 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.”

Para calcular a reação em um bordo, é necessário obter a área do elemento adjacente a ele — triângulo ou trapézio —, multiplicá-la pela carga distribuída superficial vertical da laje, e por fim dividir pelo comprimento do apoio. As reações nos bordos 1 e 2, ilustrados na Figura 5.2, estão descritas, respectivamente, nas equações 5.2 e 5.3. Os valores referentes a a , b e c provêm de relações trigonométricas e L_x e L_y das dimensões das lajes.

Figura 5.2 - Charneiras Plásticas



(fonte: elaborado pelo autor)

$$R_1 [kN/m] = \frac{\frac{L_x \times a}{2} [m^2] \times p \left[\frac{kN}{m^2} \right]}{L_x [m]} \quad (5.2)$$

$$R_2 [kN/m] = \frac{\frac{(L_y + b) \times c}{2} [m^2] \times p \left[\frac{kN}{m^2} \right]}{L_y [m]} \quad (5.3)$$

Sendo:

R_1 : reação da laje no apoio 1, sob forma de carga distribuída linear




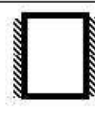
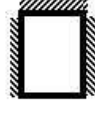
R_2 : reação da laje no apoio 2, sob forma de carga distribuída linear

p : taxa de carga superficial vertical total atuante na laje

As possibilidades de vinculação e configurações das lajes são muito diversas, podendo ser utilizada a Tabela 5.1, na qual estão apresentadas fórmulas padronizadas para elaborar o cálculo das reações para todas as diferentes possibilidades de vinculação.

Tabela 5.1 - Reação nos apoios pelo método das charneiras plásticas

$$\lambda = l_y / l_x \quad l_y \begin{matrix} & l_x \\ \begin{matrix} 1 \\ 4 \\ 3 \end{matrix} & \end{matrix}$$

| Tipo | | K_x | K_y | Reações |
|---|--|----------------------|-----------------------------|--|
| $l_y > l_x$ |  | $k_x = 1 - k_y$ | $k_y = \frac{0,5}{\lambda}$ | $R_1 = R_3 = 0,5 k_y l_y \cdot p$ $R_2 = R_4 = 0,5 k_x l_x \cdot p$ |
|  | $\lambda \geq 0,733$ | $k_x = 1 - k_y$ | $k_y = 0,366/\lambda$ | $R_1 = R_3 = 0,5 k_y l_y \cdot p$ $R_2 = 0,63 k_x l_x \cdot p$ $R_4 = 0,37 k_x l_x \cdot p$ |
| | $\lambda \leq 0,733$ | $k_x = 0,683\lambda$ | $k_y = 1 - k_x$ | |
| |  $l_y > l_x$ | $k_x = 1 - k_y$ | $k_y = \frac{0,5}{\lambda}$ | $R_1 = 0,63 k_y l_y \cdot p$ $R_3 = 0,37 k_y l_y \cdot p$ $R_2 = 0,63 k_x l_x \cdot p$ $R_4 = 0,37 k_x l_x \cdot p$ |
|  | $\lambda \geq 0,578$ | $k_x = 1 - k_y$ | $k_y = 0,289/\lambda$ | $R_1 = R_3 = 0,5 k_y l_y \cdot p$ $R_2 = R_4 = 0,5 k_x l_x \cdot p$ |
| | $\lambda \leq 0,578$ | $k_x = 0,866\lambda$ | $k_y = 1 - k_x$ | |
|  | $\lambda \geq 0,789$ | $k_x = 1 - k_y$ | $k_y = 0,394/\lambda$ | $R_1 = 0,63 k_y l_y \cdot p$ $R_3 = 0,37 k_y l_y \cdot p$ $R_2 = R_4 = 0,5 k_x l_x \cdot p$ |
| | $\lambda \leq 0,789$ | $k_x = 0,634\lambda$ | $k_y = 1 - k_x$ | |

(fonte: BESSA, 2015)

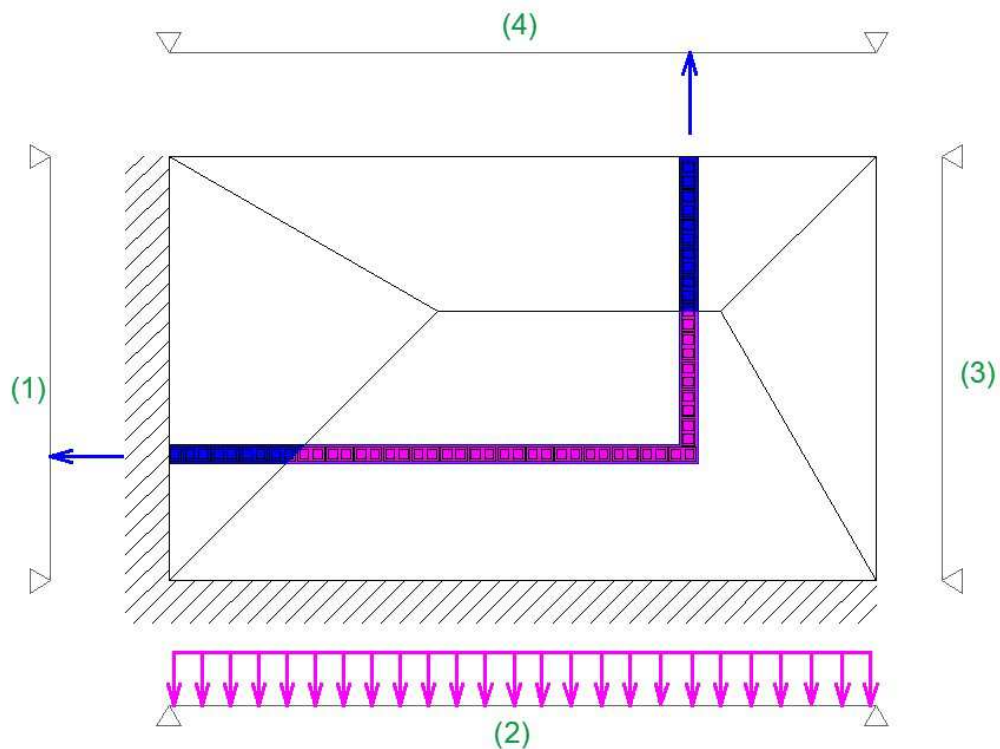
Para elementos como guarda-corpo de sacadas, a NBR6120:1980 impõe que sejam consideradas cargas acidentais adicionais nestes elementos, levando em conta a força projetada por uma pessoa que nele se apoia. As cargas adicionais são:

- Carga acidental horizontal = $0,8\text{kN/m}$
- Carga acidental vertical = $2,0\text{kN/m}$

Outra fonte de carga adicional sobre lajes é proveniente de paredes de alvenaria diretamente apoiadas sobre elas. A forma de consideração destas cargas fica a cargo do projetista, sendo possível calcular a carga e dividi-la pela área da laje, incorporando-a na taxa de carga superficial vertical total, ou então adotar uma abordagem que direciona a carga de forma diferente para cada apoio, a depender da sua localização e posição.

Optando-se por esta última opção, a distribuição pode seguir a divisão criada pelas charneiras plásticas; aquelas cargas lineares que estão perpendiculares ao apoio e a ele convergem, são consideradas como cargas concentradas, e aquelas paralelas, cargas distribuídas. A Figura 5.3 ilustra o procedimento.

Figura 5.3- Distribuição de cargas lineares nos apoios das lajes



(fonte: elaborado pelo autor)

É interessante ponderar o fato de que as normativas vigentes não informam a respeito da consideração de vãos de esquadrias no cálculo de carga de uma parede. É uma escolha que fica a cargo do projetista, descontar, ou não, a área de parede referente à janelas e portas. Entende-se, contudo, que o trabalho manual necessário para levantamento destas áreas não compensa o ganho em redução de carga. Neste trabalho consideram-se a totalidade das paredes inteiras, sem desconto de regiões de esquadria.

5.3 CARGAS VERTICAIS ATUANTES NAS VIGAS

As cargas verticais atuantes nas vigas serão aquelas provenientes do seu peso próprio, do peso de seus revestimentos, das paredes que estejam longitudinalmente apoiadas sobre elas, e das reações proveniente de lajes que nelas se apoiem. Para tal, necessita-se da geometria da viga, obtida no pré-dimensionamento, e da altura de parede, obtida subtraindo a altura da viga da altura do pavimento, este, por sua vez, entendido como a distância entre a face superior de um pavimento e face superior do pavimento seguinte. Estas cargas são consideradas como uniformemente distribuídas ao longo da viga. É necessário incluir também as cargas concentradas provenientes de vigas que porventura se apoiem sobre a viga.

Quanto a esta última situação, a transmissão de cargas entre vigas é intrínseca a um modelo de análise que use grelha ou pórtico espacial. No caso do emprego do modelo de análise mais simples, como o modelo de vigas contínuas, é necessário analisar os casos em que vigas se cruzam, tornando uma o apoio da outra. A decisão de qual viga está servindo de apoio e qual está apoiada não está citada em normas, sendo, portanto, uma consideração de cálculo. Este tipo de análise simplificado é importante a nível de pré-dimensionamento, para permitir a consideração de vinculação mútua entre vigas, ainda que sobre uma ótica simplificada. Considerações passíveis de serem adotadas neste caso, são:

- A viga de menor deslocamento vertical no ponto de cruzamento apoia a viga de maior deslocamento, considerando ambas as vigas como independentes.
- Deslocamentos verticais com diferenças menores de 25% demonstram uma não interação entre as vigas, estando elas trabalhando de forma mais independente, e não servindo de apoio uma a outra.
- Simplificadamente, é possível considerar o deslocamento máximo da viga na comparação, e não aquele no ponto de cruzamento. Esta simplificação, porém, pode

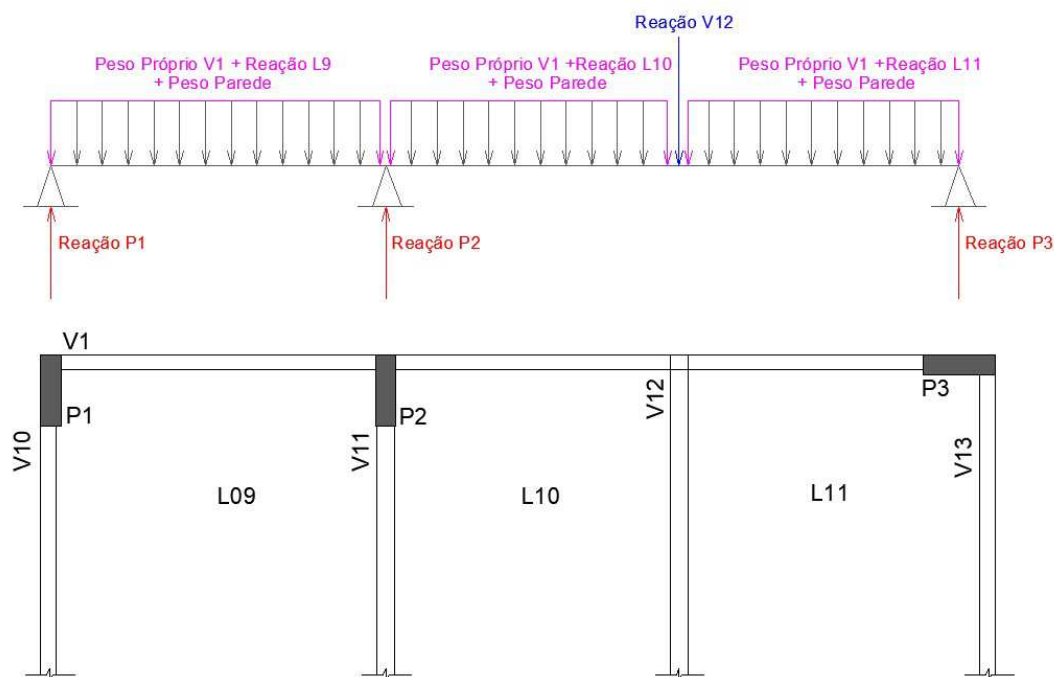
acarretar em erros expressivos quando o cruzamento se dá em locais fora da região central do vão.

- Em casos nos quais as vigas possuem configurações, cargas e seções muito semelhantes, pode-se tomar uma simplificação ainda mais generalista, na qual considera-se que a viga de maior vão se apoia naquela de menor vão.

5.4 REAÇÕES NOS APOIOS DAS VIGAS

Após a análise de todas as cargas atuantes em uma viga, é possível organizar as cargas em um esquema estrutural, como indicado na Figura 5.4. A solução do esquema pode ser realizada de maneira rápida com o uso do programa Ftool, resultando nas reações nos apoios, posteriormente utilizadas na obtenção das cargas nos pilares.

Figura 5.4 - Exemplificação do esquema estrutural



(fonte: elaborado pelo autor)

As considerações citadas no item 4.1.2 devem ser respeitadas nesta etapa quando se utilizar de um modelo de vigas contínuas para o efetivo desenvolvimento do projeto estrutural, e não apenas em caráter de pré-dimensionamento.

5.5 CÁLCULO DAS CARGAS EM PILARES

Para o cálculo das cargas verticais nos pilares, deve-se considerar o peso próprio do elemento, através da área de seção determinada no pré-dimensionamento e da altura entre as lajes dos pavimentos. É necessário considerar as reações das vigas que nele descarregam e o aporte de carga proveniente dos diversos andares superiores.

Quanto mais em direção à base da edificação, maiores serão as solicitações sobre os pilares. Por isso que, dependendo da magnitude das cargas e da altura do edifício, é possível especificar concretos de resistências diferentes ao longo dos andares, com valores maiores na base do edifício e menores no topo. Esta abordagem evita o uso de seções mais robustas na base e mais esbeltas no topo, na busca por economia nos custos, além de uma padronização formal ou estética e da maximização do aproveitamento da área construída.

6 CARGAS DEVIDAS AO VENTO

Para analisar a ação do vento sobre uma edificação é necessário conhecer a pressão que ele exerce sobre ela, e a maneira como se comporta diante das formas geométricas. Critérios como velocidade, geometria e permeabilidade do vento na edificação permitem quantificar a força que ele impõe sobre os elementos.

A norma brasileira que transcorre sobre as ações do vento nas edificações é a NBR6123:1988 Forças devidas ao vento em edificações.

6.1 VELOCIDADE CARACTERÍSTICA DO VENTO

A velocidade do vento varia de acordo com a localização geográfica da edificação e com fatores topográficos e de relevo. A NBR6123:1988 refere-se a esta velocidade como velocidade característica e apresenta a equação 6.1 para obtê-la.

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (6.1)$$

Sendo:

V_0 : Velocidade básica do vento

S_1 : Fator topográfico

S_2 : Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno

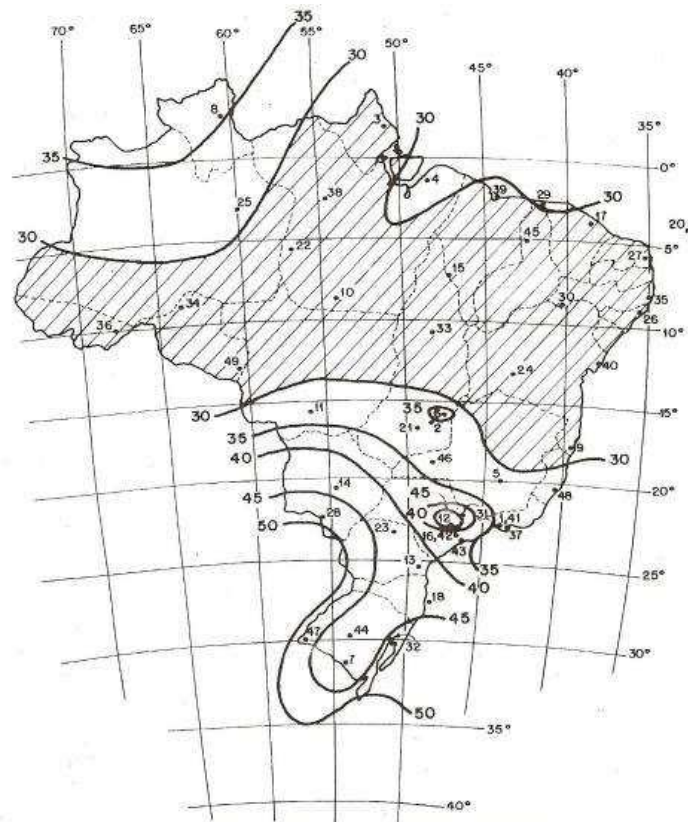
S_3 : Fator baseado em conceitos probabilísticos

6.1.1 Velocidade básica do vento

A velocidade básica do vento é aquela velocidade excedida em média uma vez a cada 50 anos, cuja rajada tem duração de 3 segundos, e ocorre 10m acima do nível do terreno, em campo aberto e plano (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5).

O mapa apresentado na Figura 6.1 determina a velocidade básica do vento para as diferentes regiões do Brasil, dividindo o território brasileiro em isopletras, isto é, em linhas sobre as quais o valor da velocidade é a mesma.

Figura 6.1 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 6)

6.1.2 Fator topográfico - S_1

O fator topográfico é aquele que ajustará a velocidade básica em relação a topografia do entorno da edificação. A NBR6123:1988 indica, no seu item 5.2, os seguintes valores:

- Paisagens planas, ou quase planas, possuem coeficiente $S_1 = 1$, ou seja, não incrementam, nem reduzem a velocidade básica.
- Terrenos com morros ou taludes, possuem coeficiente S_1 variável dependendo do local da construção: no sopé, $S_1 = 1$; porém, no topo, o fator topográfico irá ser tanto maior quanto maior for o ângulo de inclinação do morro em relação a horizontal, de modo que o coeficiente resultante, para esses casos, será sempre superior a 1, agindo em favor da segurança, pois estará aumentando o valor inicial de V_0 .
- Em vales profundos protegidos do vento em todas as direções, S_1 poderá ser considerado igual a 0,9, de modo a diminuir a velocidade inicial V_0 , partindo do princípio que a posição protegida da edificação receberá menor incidência de ventos.

6.1.3 Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno - Fator S_2

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento devido a altura acima do terreno e das dimensões da edificação. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 8)

A NBR6123:1988, na sua Tabela 2, na página 10, indica diversos valores para S_2 , os quais variam em decorrência da rugosidade do terreno, altura da edificação e suas dimensões. As categorias I, II, III, IV e V apresentadas na tabela são decorrentes da rugosidade do terreno, sendo a categoria I a mais desfavorável em relação a ação do vento, por não possuir obstáculos a ele, e a categoria V a mais favorável, por prevalecerem obstáculos altos. Neste item, pode-se elencar a importância de considerar o empreendimento em desenvolvimento como um objeto incluído em um contexto mais amplo, levando em consideração o seu entorno e não apenas analisando-o dentro dos limites do terreno. As classes A, B e C possuem relação com as dimensões do componente estrutural analisado, sendo os edifícios classificados de menor a maior dimensão, respectivamente. A dimensão adotada neste quesito leva em conta a existência de juntas de dilatação, as quais separam partes da edificação em estruturas independentes. A coluna $z(m)$ diz respeito a altura do ponto mais alto da edificação. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

6.1.4 Fator de uso da edificação - S_3

O fator S_3 é um fator probabilístico, que leva em conta o grau de segurança requerido e o tempo de vida útil da edificação. Os valores mínimos deste coeficiente são apresentados na Tabela 3 da NBR6123:1988, e podem ser utilizados na ausência de maiores informações quanto à segurança nas edificações. Os valores desta tabela foram calculados para uma vida útil de 50 anos e levam em consideração que a velocidade básica do vento V_0 apresenta um período de retorno de 50 anos, sendo que a probabilidade de ser atingida ou superada neste período é de 63%. Para necessidades de projeto que vão além destas limitações, a mesma norma traz no seu Anexo B uma metodologia de cálculo para diferentes indicadores.

6.2 PRESSÃO DINÂMICA DO VENTO

A pressão dinâmica q exercida pelo vento, correspondente à velocidade característica V_k em condições normais de pressão e temperatura, é aquela descrita na equação 6.2.

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (6.2)$$

V_k : velocidade característica do vento para fins de dimensionamento [m/s]

6.3 FORÇA DE ARRASTO

As edificações estão sujeitas a ação do vento sobre todos os seus elementos, de modo que a análise desta ação deve ser feita de modo independente para elementos de vedação, para elementos isolados da estrutura, como coberturas, e para a estrutura como um todo.

A NBR6123:1988 elenca os meios de obtenção e análise dos coeficientes de pressão interna e externa em uma edificação, com base em formatos padronizados e pré-definidos. Tais coeficientes são necessários para a análise da ação do vento sobre paredes, esquadrias e telhados, porém, tais itens não fazem parte do escopo deste trabalho, de modo que estes coeficientes não serão explanados. Para fins deste estudo, limitar-se-á a análise da ação do vento sobre a estrutura como um todo.

Gonçalves, 2014 pondera que para edificações altas, a análise do vento passa a ter um caráter muito mais amplo, em que “a superposição de efeitos externos com efeitos internos é obtida por meio de um comportamento global da edificação e representada por um único coeficiente C_a , denominado coeficiente de arrasto”. Tal coeficiente é utilizado no cálculo da força de arrasto, que atua de forma global sobre a edificação, variando de acordo com a velocidade do vento e com as suas dimensões.

$$F_a = C_a \times q \times A_e \quad (6.3)$$

Sendo:

F : força de arrasto [N]

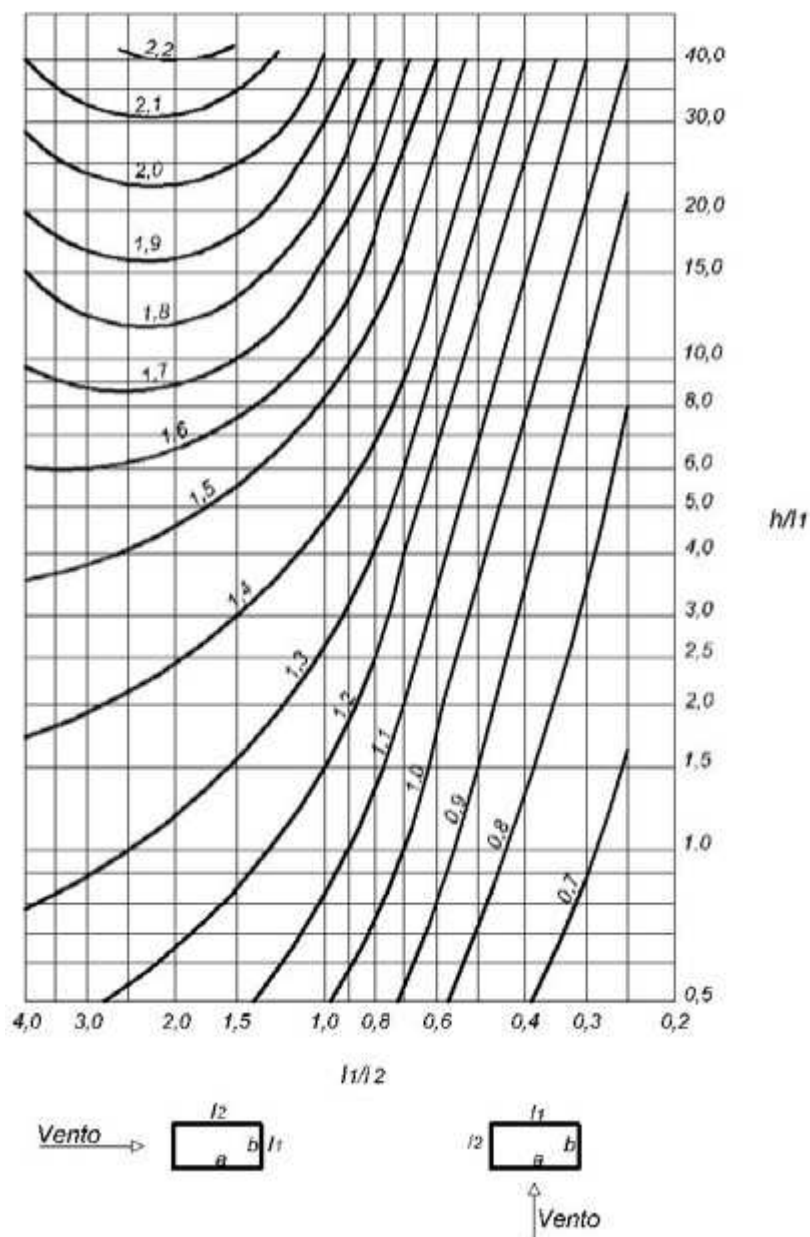
q : pressão dinâmica do vento [N/m]

A_e = área frontal efetiva da edificação [m²]

A NBR6123:1988 fornece meios para a obtenção do coeficiente de arrasto para edificações com corpo constante ou fracamente variável. Formas arquitetônicas diferenciadas e não usuais devem ter seus coeficientes determinados em túnel de vento.

O coeficiente de arrasto é obtido pelo ábaco apresentado na Figura 6.2, e, para tanto, o edifício é considerado uma edificação paralelepípedica, sob ação de ventos de baixa turbulência, sendo necessárias três informações de entrada: as duas dimensões do edifício em planta baixa e sua altura.

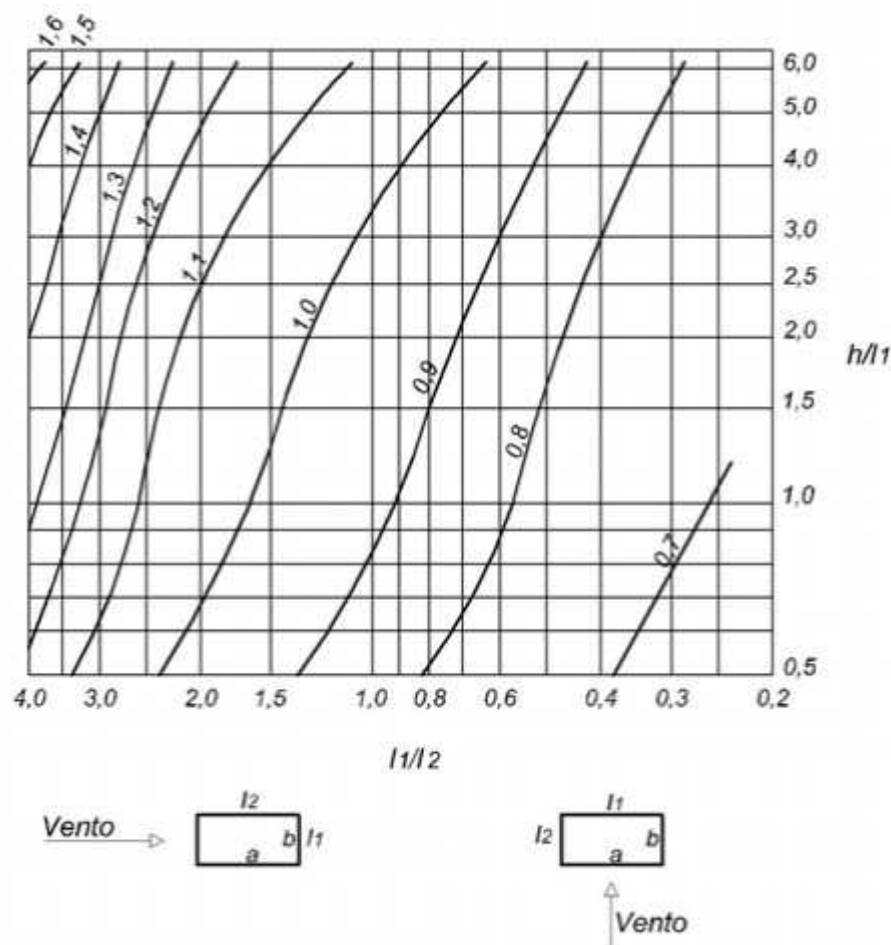
Figura 6.2 - Coeficiente de Arrasto - Ventos de baixa turbulência



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

Para aquelas edificações sujeitas a ventos de alta turbulência, o ábaco a ser utilizado é aquele apresentado na Figura 6.3. Ventos de alta turbulência ocorrem em grandes cidades, em edificações cuja altura não exceda duas vezes a altura média das edificações vizinhas. A região de abrangência para o cálculo da altura média das edificações vizinhas é de 500m para edificações de até 40m de altura. A metragem é considerada na direção e no sentido do vento incidente.

Figura 6.3 - Coeficiente de Arrasto - Ventos de alta turbulência



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

Em grande parte das análises e simplificações da ação do vento sobre uma edificação, a direção do vento é considerada perpendicular à face do edifício, e uniformemente distribuída ao longo dela. Além disso, a geometria da edificação é, muitas vezes, aproximada à uma forma retangular com simetria. Porém, a ação real do vento assume configurações variadas, com ventos atuando em angulações diversas sobre as faces da edificação, que nem sempre possui uma arquitetura simétrica. Estas configurações de vento e geometria geram ações de torção sobre a estrutura, que não devem ser desprezadas. (CORDEIRO, 2012)

A NBR6123:1980 visa englobar os efeitos de torção sobre a edificação com a aplicação de excentricidades à força de arrasto considerada.

- Para edificações sem efeitos de vizinhança:

$$e_a = 0,075a \quad e \quad e_b = 0,075b$$

- Para edificações com efeitos de vizinhança:

$$e_a = 0,15a \quad e \quad e_b = 0,15b$$

Sendo e_a medido na direção do lado maior, e e_b medido na direção do lado menor.

Quanto aos efeitos de vizinhança, a NBR6123:1980 define:

“Os efeitos de vizinhança serão considerados somente até a altura do topo da(s) edificações situadas na(s) proximidades, dentro de um círculo de diâmetro igual à altura da edificação em estudo, ou igual a seis vezes o lado menor da edificação, b, adotando-se o menor destes dois valores”.

Neste trabalho, devido a limitações de tempo no seu desenvolvimento, não foram consideradas situações de excentricidades na aplicação da força de arrasto.

7 MODELO APROXIMADO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

7.1 CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

O edifício objeto deste trabalho é um prédio residencial de 11 pavimentos, que, originalmente, contava com um pavimento térreo e 10 pavimentos tipo. Para fins deste estudo, serão considerados todos os 11 pavimentos idênticos ao pavimento tipo. O pé-direito dos pavimentos é 2,80m. A planta baixa arquitetônica está apresentada no Anexo A.

O dimensionamento estrutural do edifício foi realizado com base na disposição de pilares demarcada na planta arquitetônica, não se propondo a realizar alterações, uma vez que já existia um projeto estrutural do edifício, desenvolvido com esta configuração. Mudanças como inserção de novos pilares exigem um trabalho conjunto entre projetistas estrutural e arquitetônico, uma vez que a disposição arquitetônica no pavimento térreo é diferente daquela encontrada no pavimento tipo. Ainda que, para fins de dimensionamento, estejam sendo considerados todos os pavimentos iguais ao pavimento tipo, os pilares foram mantidos nas posições originais, posições estas limitadas também pela disposição do pavimento térreo original. Por exemplo, os pilares P15 e P16, ainda que pudessem ter sua dimensão aumentada no pavimento tipo, estavam limitados no nível térreo pela passagem de veículos de um dos lados, e por uma vaga de garagem em outro. O balanço perpendicular a viga V11 não poderia ser eliminado pois apoiar as vigas V14, V15 e V16 influenciaria diretamente na passagem de veículos no pavimento térreo. Deste modo, ainda que não se tenha utilizado a planta do pavimento térreo para fins de dimensionamento, ela foi incorporada neste trabalho, no Anexo B, para ilustrar o motivo da posição original dos pilares e as dificuldades encontradas ao longo do dimensionamento, na modificação das seções.

7.2 PROPRIEDADES ADMITIDAS PARA O CONCRETO ADOTADO

O edifício em estudo tem sua concepção prevista para um ambiente urbano, uma cidade de porte médio, estando classificado, de acordo com as especificações da NBR6118:2014, numa classe de agressividade ambiental II, moderada, com risco de deterioração da estrutura classificado como pequeno.

Para classe de agressividade II, o concreto especificado deve atender aos requisitos mínimos quanto a relação água/cimento e a resistência característica a compressão, sendo elas 0,6 e

25MPa, respectivamente. Neste projeto, especificou-se, inicialmente, a resistência característica do concreto em 40MPa.

O cobrimento das armaduras é item importante no quesito durabilidade, sendo considerado como cobrimento nominal aquele valor mínimo que deve ser respeitado durante a execução das peças estruturais. Este cobrimento é composto do cobrimento mínimo necessário, somado a uma tolerância de execução. A NBR6118:2014 especifica como valores mínimos de cobrimento nominal para lajes, em construções de agressividade II, o valor de 25mm e para vigas e pilares, 30mm. Porém, a norma indica ainda que, quando da utilização de concretos com resistência superior ao mínimo exigido, é permitida a redução dos cobrimentos mínimos em 5mm. Neste projeto, será adotado o valor de 25mm para o cobrimento de vigas e pilares e 20mm para o cobrimento em lajes. Para a face superior de vigas e lajes, conforme a indicação da norma, nos casos em que forem previstos revestimento de contrapiso, o valor do cobrimento superior pode ser adotado igual a 1,5cm.

A dimensão do agregado graúdo utilizado é fundamental para fins construtivos, já que dimensões muito grandes podem gerar problemas na concretagem, ocasionando vazios. A NBR6118:2014 indica a dimensão máxima em relação ao cobrimento nominal adotado.

$$d_{max} \leq 1,20 \times c_{nom} \quad (7.1)$$

Com esta prescrição, o valor máximo do agregado para lajes seria de 30mm e para vigas e pilares de 36mm. Neste trabalho, fixou-se o diâmetro máximo do agregado em 16mm, em função do espaçamento das barras longitudinais.

Neste trabalho, utilizar-se-á o valor de massa específica para o concreto armado, indicado na NBR6118:2014, de 25kN/m³.

Para avaliação do comportamento dos elementos estruturais ou seção transversal, utiliza-se um módulo de elasticidade único, igual ao módulo de deformação secante (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014)

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} \quad (7.2)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (7.3)$$

Sendo:

E_{cs} : módulo de deformação secante [MPa]

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto [MPa]

E_{ci} : módulo de elasticidade inicial [MPa]

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (7.4)$$

Considerando o uso de agregado graúdo de granito, com $\alpha_E = 1,0$.

O coeficiente de Poisson foi tomado como 0,2 e o módulo de elasticidade transversal $G_c = E_{cs}/2,4$.

A Tabela 7.1 resume os valores das propriedades admitidas para o concreto adotado.

Tabela 7.1 - Propriedades do concreto

| Propriedade | Símbolo | Valor |
|---|-----------|---|
| Resistência característica à compressão | f_{ck} | 40 MPa |
| Cobrimento | c | 20mm – lajes (inferior) |
| | | 25mm – vigas (inferior e lateral) e pilares |
| | | 15mm – vigas e lajes (superior) |
| Peso específico | γ | 25kN/m ³ |
| Diâmetro máximo do agregado graúdo | d_{max} | 30mm |
| Módulo de Elasticidade | E_{cs} | 31875 MPa |
| Coeficiente de Poisson | ν | 0,2 |
| Módulo de elasticidade transversal | G_c | 13280 MPa |

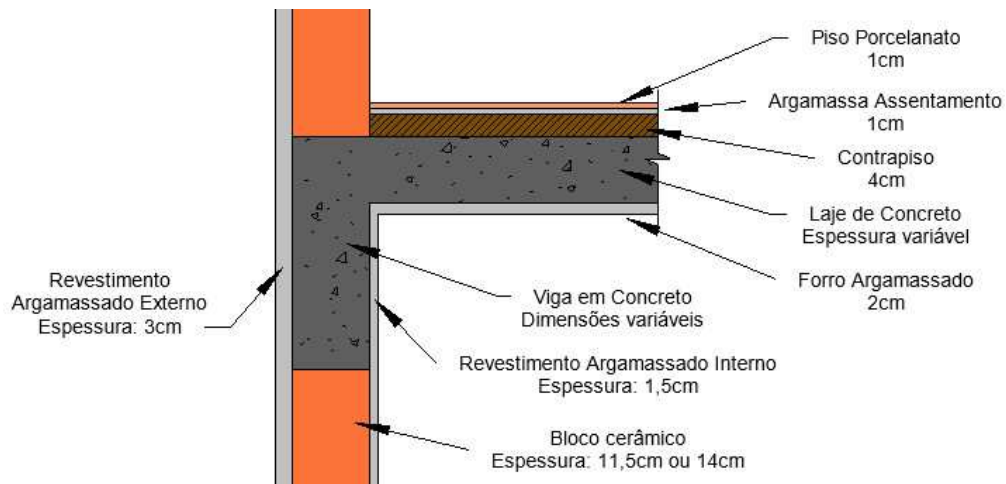
(fonte: própria do autor)

7.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A partir da metodologia apresentada no Capítulo 4, realizou-se o pré-dimensionamento geométrico de lajes, vigas e pilares, permitindo o cálculo preliminar das cargas atuantes na edificação. A visualização da configuração de seções do pré-dimensionamento está apresentada no Apêndice A, através da planta baixa estrutural do pavimento tipo da edificação.

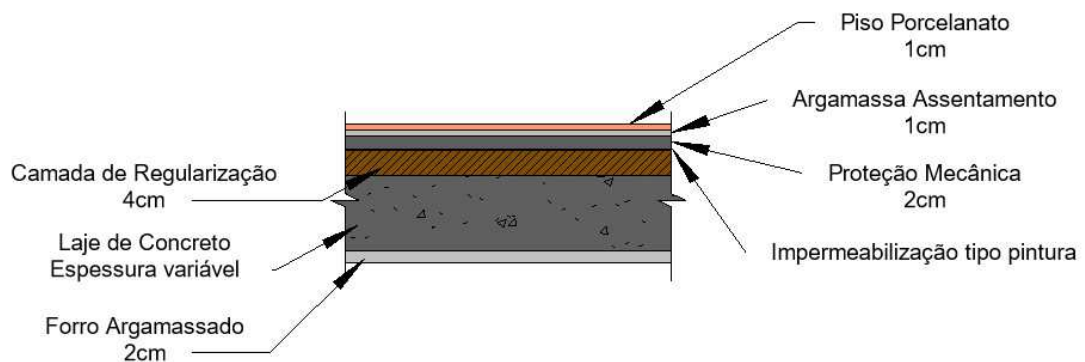
Para o cálculo preliminar das cargas verticais atuantes, utilizou-se daquilo disposto no Capítulo 5. Para lajes, considerou-se os materiais e espessuras apresentados nas Figura 7.1 e Figura 7.2. O peso específico dos materiais e a carga acidental são proveniente da NBR6120:1980. O peso específico do porcelanato foi obtido através de itens disponíveis no mercado.

Figura 7.1 - Configuração de materiais e espessuras para paredes, vigas e lajes internas



(fonte: própria do autor)

Figura 7.2 – Configuração de materiais e espessuras para lajes externas/sacadas



(fonte: própria do autor)

Em lajes, além do peso próprio proveniente da estrutura, que é variável em decorrência da sua espessura, foram aplicadas as cargas verticais referentes à revestimentos, e são aquelas apresentadas na Tabela 7.2. Os valores de carga acidental utilizados são os recomendados na NBR6120:1980, e estão apresentados na Tabela 7.3.

Tabela 7.2 - Cargas em lajes decorrente dos seus revestimentos

| Cargas verticais em lajes internas | | | |
|---|---------------------------|---|--|
| Material | Espessura [cm] | Peso Específico [kN/m³] | Carga Vertical [kN/m²] |
| Forro Argamassa | 2 | 19 | 0,38 |
| Contrapiso | 4 | 21 | 0,84 |
| Arg. de Assent. | 1 | 19 | 0,19 |
| Porcelanato | 1 | 23 | 0,23 |
| TOTAL | | | 1,64 |
| Cargas verticais em lajes externas/sacadas | | | |
| Material | Espessura [cm] | Peso Específico [kN/m³] | Carga Vertical [kN/m²] |
| Forro Argamassa | 2 | 19 | 0,38 |
| Regularização | 4 | 21 | 0,84 |
| Proteção Mecânica | 2 | 21 | 0,42 |
| Arg. de Assent. | 1 | 19 | 0,19 |
| Porcelanato | 1 | 23 | 0,23 |
| TOTAL | | | 2,06 |

(fonte: própria do autor)

Tabela 7.3 - Carga acidental em lajes

| CARGA ACIDENTAL | |
|---------------------------------------|-------------------------|
| Uso | kN/m² |
| Dormitório, sala, cozinha e banheiros | 1,5 |
| Sacada* | 1,5 |
| Área de serviço | 2,0 |
| Corredor Privativo | 2,0 |
| Corredor Público | 3,0 |
| Laje Técnica | 3,0 |
| Escada | 3,0 |

* A sacada tem como carga acidental valor igual ao do cômodo que lhe dá acesso

(fonte: própria do autor)

Adicionalmente à carga vertical decorrente do peso próprio das lajes, da carga referente aos seus revestimentos, e da carga acidental, foi considerado o aporte de carga proveniente de paredes divisórias apoiadas diretamente sobre lajes. As lajes que possuem paredes divisórias

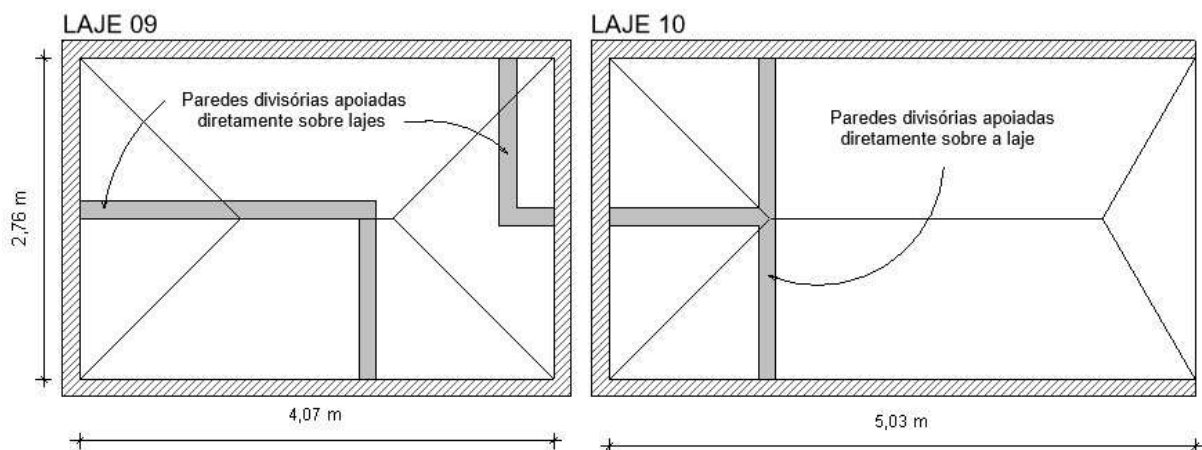
apoiadas sobre elas são as lajes 09 e 10. A Figura 7.3 ilustra o posicionamento das paredes, e a carga vertical considera está apresentada na Tabela 7.4.

Tabela 7.4 - Carga vertical de paredes divisórias apoiadas diretamente sobre as lajes 09 e 10

| Parede interna apoiada sobre laje | | | | |
|-----------------------------------|---------------|------------------|---|--------------------------|
| Material | Altura [m] | Espessura [m] | Peso específico [kN/m ³] | Carga Vertical [kN/m] |
| Argamassa de Revestimento | 2,70 | 2 | 19 | 1,03 |
| Bloco de vedação | 2,70 | 11,5 | 13 | 4,04 |
| Argamassa de Revestimento | 2,70 | 2 | 19 | 1,03 |
| Cerâmica | 2,70 | 1 | 18 | 0,49 |
| TOTAL | | | | 6,57 |

(fonte: própria do autor)

Figura 7.3 - paredes divisórias sobre lajes L09 e L10



(fonte: própria do autor)

Os resultados obtidos por meio do cálculo de pré-dimensionamento estão apresentados na Tabela 7.5, bem como o valor efetivamente adotado para as lajes. Optou-se por manter a espessura mínima em 10cm, devido à métodos construtivos.

Tabela 7.5 - Espessura das Lajes - pré-dimensionamento

| LAJE | $h_{\text{calculado}}$ | h_{adotado} | LAJE | $h_{\text{calculado}}$ | h_{adotado} |
|---------|------------------------|----------------------|---------|------------------------|----------------------|
| LAJE 01 | 9,19 | 10,0 | LAJE 10 | 8,92 | 10,0 |
| LAJE 02 | 10,23 | 10,0 | LAJE 11 | 5,70 | 10,0 |
| LAJE 03 | 9,70 | 10,0 | LAJE 12 | 10,23 | 10,0 |
| LAJE 04 | 15,19 | 15,0 | LAJE 13 | 9,55 | 10,0 |
| LAJE 05 | 4,36 | 10,0 | LAJE 14 | 9,87 | 10,0 |
| LAJE 06 | 10,12 | 10,0 | LAJE 15 | 8,23 | 10,0 |
| LAJE 07 | 4,49 | 10,0 | LAJE 16 | 8,23 | 10,0 |
| LAJE 08 | 7,41 | 10,0 | LAJE E | 6,73 | 10,0 |
| LAJE 09 | 8,25 | 10,0 | | | |

(fonte: própria do autor)

O pré-dimensionamento das vigas foi realizado com base no disposto no item 4.1, obtendo como resultado a altura da seção. Os resultados são apresentados na Tabela 7.6.

A largura das vigas, porém, foi delimitada por questões arquitetônicas, buscando definir larguras de vigas que pudessem ser escondidas dentro das paredes, sem ressaltos. Em paredes com espessura de 15cm (acabadas), assumiu-se a utilização de blocos de 11,5cm, e portanto, a largura das vigas foi fixada em 12cm. Em paredes com espessura final de 20cm, assumiu-se blocos de 14cm, adotando-se a mesma espessura para as vigas. Deste modo, todas as vigas tiveram suas larguras definidas em 12cm ou 14cm. No item 9.2 discute-se e modifica-se algumas decisões tomadas na etapa de pré-dimensionamento, após a análise dos resultados obtidos com a primeira verificação dos esforços no modelo de análise tridimensional.

Tabela 7.6 - Pré-dimensionamento: altura de vigas

| VIGA | b_{adotado} | $h_{\text{calculado}}$ | h_{adotado} | VIGA | b_{adotado} | $h_{\text{calculado}}$ | h_{adotado} |
|------|----------------------|------------------------|----------------------|------|----------------------|------------------------|----------------------|
| V1 | 12 | 29,11 | 40 * | V12 | 12 | 29,75 | 40 * |
| V2 | 12 | 22,40 | 40 ** | V13 | 14 | 29,75 | 30 |
| V3 | 14 | 39,19 | 40 * | V14 | 14 | 31,65 | 40 * |
| V4 | 14 | 30,19 | 40 * | V15 | 12 | 33,38 | 40 * |
| V5 | 12 | 36,24 | 40 ** | V16 | 14 | 36,16 | 40 * |
| V6 | 12 | 15,12 | 40 ** | V17 | 14 | 29,77 | 40 * |
| V7 | 12 | 21,36 | 25 | V18 | 12 | 30,24 | 40 ** |
| V8 | 12 | 31,96 | 35 | V19 | 12 | 14,18 | 40 |
| V9 | 12 | 21,36 | 40 * | V20 | 14 | 22,59 | 25 |
| V10 | 12 | 27,01 | 30 | V21 | 12 | 22,71 | 25 |
| V11 | 14 | 32,01 | 40 * | | | | |

* Vigas fixadas em 40cm para permitir sua utilização como vergas nas janelas

** Vigas da sacada, com altura fixada com base na V5, visando melhor acabamento

(fonte: própria do autor)

A partir dos resultados apresentados nas Tabela 7.5 e Tabela 7.6, foi possível montar os esquemas estruturais das vigas, considerando-as contínuas e apoiadas em todos os pilares, havendo engastamento viga-viga, e não viga-pilar.

Os esforços decorrentes das lajes sobre as vigas foram obtidos via métodos das charneiras plásticas. A consideração de vinculação entre lajes está apresentada no Apêndice D.

Além da contribuição das lajes, considerou-se o peso próprio das vigas e a carga devida às paredes de alvenaria apoiadas longitudinalmente sobre elas, apresentadas na Tabela 7.7. O valor da carga foi multiplicado pela altura da parede, resultante da subtração entre pé direito, de 2,80m, e a altura de cada viga.

A carga devida à escada foi calculada de modo que os esforços fossem distribuídos nas vigas V20 e V21. A metodologia utilizada e os esforços aplicados estão indicados no Apêndice E.

Nas vigas de bordo da sacada, devido a existência de guarda-corpo de alvenaria, incluíram-se as cargas referentes a uma parede externa de blocos cerâmicos de 11,5cm, conforme apresentado na Tabela 7.7, porém com uma altura de 1,30m. Adicionalmente, foi considerada a carga vertical acidental aplicada no guarda corpo, no valor indicado pela NBR6120:1980, de 2kN/m.

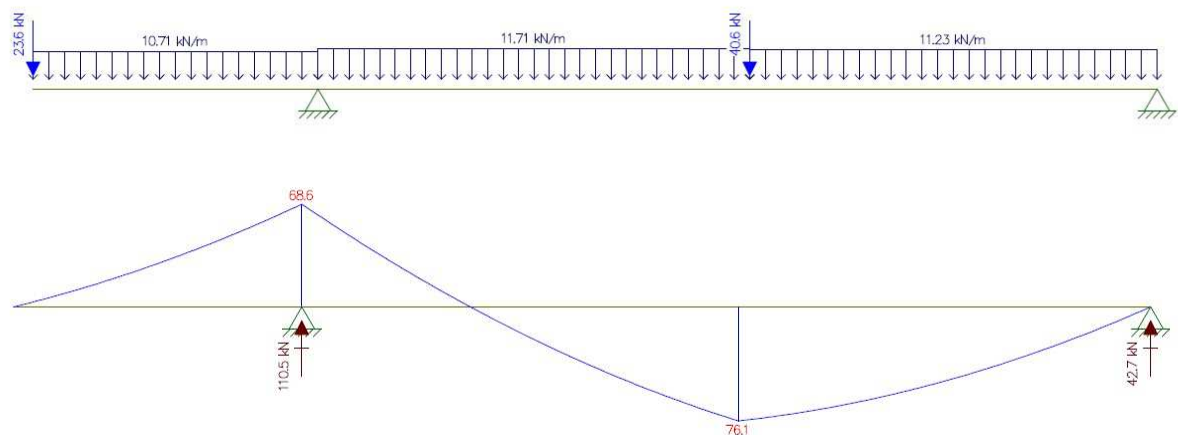
Tabela 7.7 – Carga vertical devida à paredes

| Carga: parede externa de bloco 11,5cm | | | | Carga: parede externa de bloco 14,0cm | | | |
|---|----------------|--------------------------------------|-------------------------------------|--|----------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| Material | Espessura [cm] | Peso Especifico [kN/m ³] | Carga Vertical [kN/m ²] | Material | Espessura [cm] | Peso Especifico [kN/m ³] | Carga Vertical [kN/m ²] |
| Bloco cerâmico | 11,5 | 13 | 1,495 | Bloco cerâmico | 14 | 13 | 1,82 |
| Reboco externo | 3 | 19 | 0,57 | Reboco externo | 3 | 19 | 0,57 |
| Reboco interno | 2 | 19 | 0,38 | Reboco interno | 2 | 19 | 0,38 |
| TOTAL | | | 2,45 | TOTAL | | | 2,77 |
| Carga: parede interna de bloco 11,5cm | | | | Carga: parede interna de bloco 14,0cm | | | |
| Material | Espessura [cm] | Peso Especifico [kN/m ³] | Carga Vertical [kN/m ²] | Material | Espessura [cm] | Peso Especifico [kN/m ³] | Carga Vertical [kN/m ²] |
| Bloco cerâmico | 11,5 | 13 | 1,495 | Bloco cerâmico | 14 | 13 | 1,82 |
| Reboco interno | 2 | 19 | 0,38 | Reboco interno | 2 | 19 | 0,38 |
| Reboco interno | 2 | 19 | 0,38 | Reboco interno | 2 | 19 | 0,38 |
| TOTAL | | | 2,26 | TOTAL | | | 2,58 |
| Carga: parede interna de bloco 11,5cm com cerâmica | | | | | | | |
| Material | Espessura [cm] | Peso Especifico [kN/m ³] | Carga Vertical [kN/m ²] | | | | |
| Bloco cerâmico | 11,5 | 13 | 1,495 | | | | |
| Reboco interno | 2 | 19 | 0,38 | | | | |
| Reboco interno | 2 | 19 | 0,38 | | | | |
| Arg. Assentam. | 1 | 19 | 0,19 | | | | |
| Cerâmica | 1 | 18 | 0,18 | | | | |
| TOTAL | | | 2,63 | | | | |

(fonte: própria do autor)

Os modelos das vigas contínuas foram resolvidos com o auxílio do programa Ftool, e a Figura 7.4 apresenta um dos resultados obtidos como forma de ilustração. Nesta figura, as cargas concentradas correspondem a vigas que foram consideradas apoiadas diretamente sobre a viga em análise. As reações nos apoios foram consideradas como cargas concentradas nas vigas que, no modelo, são imaginadas como dando suporte a elas, ou cargas aplicadas nos pilares. Nos apoios de extremidade não foram considerados aportamentos viga-pilar para a consideração dos momentos e reações, uma vez que esse efeito é contemplado intrinsecamente no modelo de pórtico espacial utilizado no dimensionamento.

Figura 7.4 - Esquema estrutural da viga V16



(fonte: própria do autor)

A resolução dos esquemas estruturais possibilitou encontrar as reações nos diversos pilares da edificação. A partir dos esforços atuantes em cada pilar, foi feito o pré-dimensionamento das seções, em consonância com o descrito no item 4.2. A resistência a compressão do concreto foi considerada igual a 40MPa. A taxa de armadura foi fixada em 3%, abaixo do limite máximo de 4%, visto que a etapa de pré-dimensionamento serve, muitas vezes, para validar a concepção arquitetônica inicial, e deve permitir uma margem de segurança, reduzindo a probabilidade de aumentos expressivos de seção após o efetivo dimensionamento.

A Tabela 7.8 apresenta o resultado obtido com este pré-dimensionamento, realizado de acordo com a metodologia indicada no item 4.2, para os pilares do pavimento térreo. Aqueles pilares cujas cargas obtidas foram muito baixas, ou ainda, cargas de tração, foram fixados com as dimensões mínimas indicadas na NBR6118:2014. Na etapa posterior de dimensionamento, com análise integrada da estrutura, os pilares não estão tracionados, mas sim com baixa carga de

compressão, para todas as combinações. O pilar P4, ainda que com baixas cargas, teve sua dimensão fixada em valores superiores, de forma a servir de apoio para as vigas V3 e V4.

Inicialmente, os vãos das vigas foram definidos a partir do eixo dos pilares previstos no projeto arquitetônico. Porém, uma vez que as seções dos pilares foram redefinidas após o pré-dimensionamento, alguns deles tiveram seu eixo deslocado, de modo que o valor de vão de algumas vigas sofreu alteração. Este novo posicionamento será contemplado no modelo de análise tridimensional a ser empregado no projeto final da estrutura, de modo que o modelo simplificado de controle não será atualizado com esta informação.

Tabela 7.8 - Pré-dimensionamento pilares

| Pilar | Contribuição | N | N _d | Y _{corr} | Seção [cm] | |
|-------|--------------|------------------|--------------------|-------------------|------------|----|
| | | 1 Pavimento [kN] | 11 Pavimentos [kN] | | | |
| P1 | V1+V12+VE1 | 27,90 | 429,66 | 2,5 | 19 | 19 |
| P2 | V1+V13+VE1 | 102,50 | 1578,50 | 2,2 | 19 | 51 |
| P3 | V1+V15 | 94,70 | 1458,38 | 2,5 | 19 | 53 |
| P4 | V4+V3 | 8,90 | 137,06 | 2,5 | 19 | 64 |
| P5 | V3+V17 | 164,70 | 2536,38 | 2,5 | 25 | 70 |
| P6 | V12 | 66,10 | 1050,94 | 2,2 | 19 | 34 |
| P7 | V13 | 180,00 | 2805,00 | 1,8 | 20 | 70 |
| P8 | V5+V15 | 290,70 | 4476,78 | 1,8 | 30 | 74 |
| P9 | V5+V16 | 237,00 | 3649,80 | 2,2 | 25 | 90 |
| P10 | V12+V7 | -15,20 | -201,08 | 2,2 | 19 | 19 |
| P11 | V19+V7 | 103,60 | 1628,44 | 1,8 | 19 | 43 |
| P12 | V12+V9 | -18,30 | -248,82 | 2,5 | 19 | 19 |
| P13 | V9+V19 | 102,80 | 1616,12 | 2,2 | 19 | 52 |
| P14 | V14+V10 | 65,80 | 1013,32 | 2,2 | 19 | 32 |
| P15 | V15+V10 | 308,20 | 4746,28 | 1,8 | 35 | 68 |
| P16 | V16+V10 | 147,70 | 2274,58 | 2,2 | 20 | 69 |

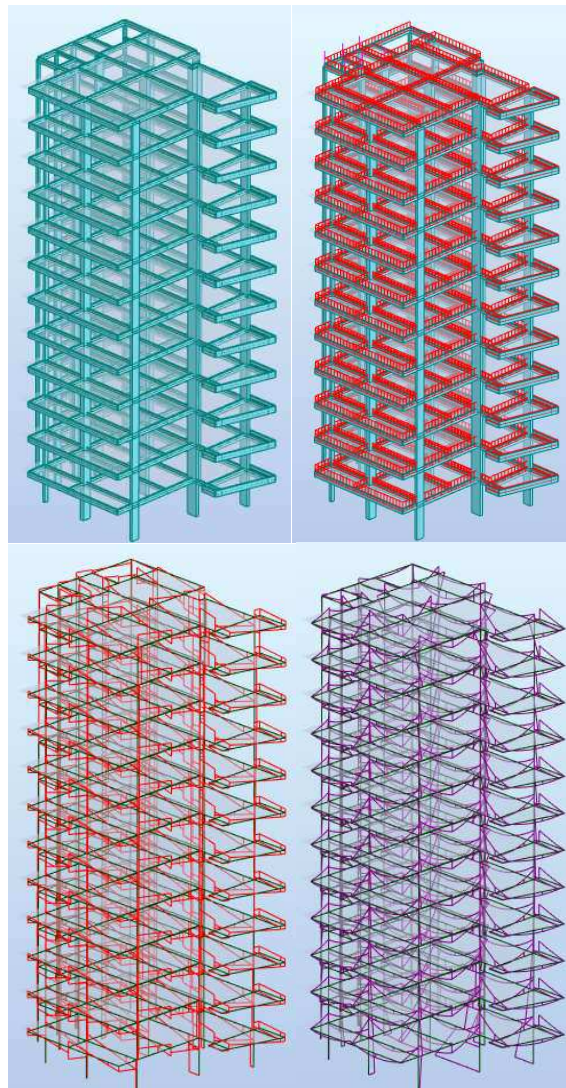
(fonte: própria do autor)

8 MODELO TRIDIMENSIONAL

Para o efetivo dimensionamento de vigas e pilares, fez-se uso do modelo de pórtico espacial, com modelagem realizada no programa *Robot Structural Analysis*, permitindo analisar a estrutura de forma integrada, validando e modificando a geometria pré-definida. A etapa de modelagem tridimensional necessitou de uma série de iterações, já que a cada modificação nas seções dos elementos, uma nova etapa de análise era necessária pelo caráter hiperestático da estrutura.

O modelo de pórtico espacial, ilustrado visualmente na Figura 8.1, permite avaliar o comportamento global do edifício, com a aplicação de cargas verticais e cargas horizontais, em diversas combinações de solicitação.

Figura 8.1 - Ilustração do modelo de análise tridimensional



(fonte: Programa *Robot Structural Analysis*)

8.1 CONSIDERAÇÕES PERTINENTES AO MODELO IDEALIZADO

Segundo Corrêa, 1991, os modelos idealizados nas análises estruturais são sistemas substitutos do sistema real e incluem aproximações, que deverão, ainda assim, permitir que o modelo expresse de forma satisfatória o sistema real proposto. Os modelos tridimensionais variam quanto ao seu requinte em informações e detalhes, sendo que a utilização de modelos mais sofisticados, pode gerar alguma dificuldade, relacionada a capacidade do software e ao volume de dados e operações necessárias. Neste trabalho foram feitas considerações e simplificações no modelo tridimensional, e estas serão explicitadas na sequência.

Os elementos de fundação não foram dimensionados, de modo que se considerou a vinculação junto à fundação como engastes perfeitos. As lajes foram consideradas como diafragmas rígidos, admitindo-se a não deformação do pavimento em seu plano, de modo que ele está apenas sujeito a sofrer deslocamentos horizontais e rotações.

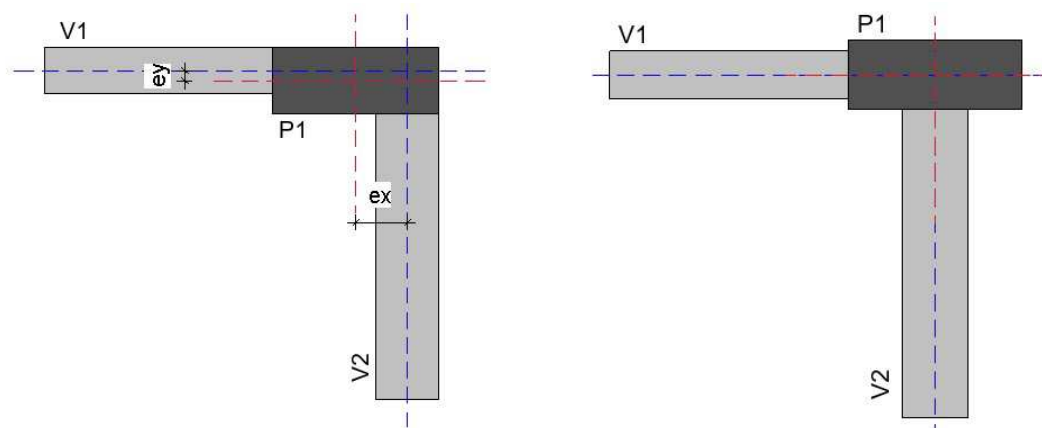
O programa *Robot* ainda não possui, no seu banco de dados, as especificações da norma brasileira NBR6118:2014. Deste modo, o programa foi utilizado apenas para análise de solicitações nos elementos estruturais, através da inserção das combinações de ações descritas no item 8.3. Seu uso não se estendeu ao dimensionamento das armaduras e ao detalhamento das peças.

Com o intuito de verificar a metodologia de distribuição intrínseca ao programa *Robot*, em relação as cargas aplicadas nas lajes tipo diafragma rígido, foram realizados testes em modelos tridimensionais de estruturas simplificadas e de fácil cálculo manual comprobatório. Como resultado percebeu-se que, para lajes isoladas, com as mesmas vinculações nos quatro bordos, o programa distribui as cargas de maneira igual àquela feita pelo método das charneiras plásticas com ângulos de 45°. Porém, quando é feita a análise de duas lajes adjacentes, engastadas uma na outra, a distribuição não segue as distribuições das charneiras plásticas, com ângulos de 30° e 60°, mantendo-se a distribuição de lajes isoladas simplesmente apoiadas com ângulos de 45°. Devido a isso, optou-se em aplicar as cargas decorrentes das lajes diretamente sobre as vigas, calculadas através da distribuição das charneiras plásticas previstas na NBR6118:2014.

As escadas não foram modeladas, tendo sido aplicadas cargas referentes às suas reações nas vigas de apoio. O cálculo das reações da escada está apresentado no Apêndice E.

Os eixos dos pilares e das vigas estão, na maioria dos casos, desalinhados entre si, conforme ilustra a Figura 8.2 (a). Isto ocorre devido a questões arquitetônicas, dada a preferência por alinhar uma das faces, ao invés de centralizar os elementos. Para fins de análise dos esforços, o modelo tridimensional não considerou esta excentricidade devido a forma dos elementos, tendo sido modelado alinhando os eixos entre pilares e vigas, conforme ilustrado na Figura 8.2 (b). Os momentos gerados por essas excentricidades foram somados aos resultados extraídos do modelo para fins de dimensionamento dos pilares, assunto abordado com maior detalhe no item 9.3.

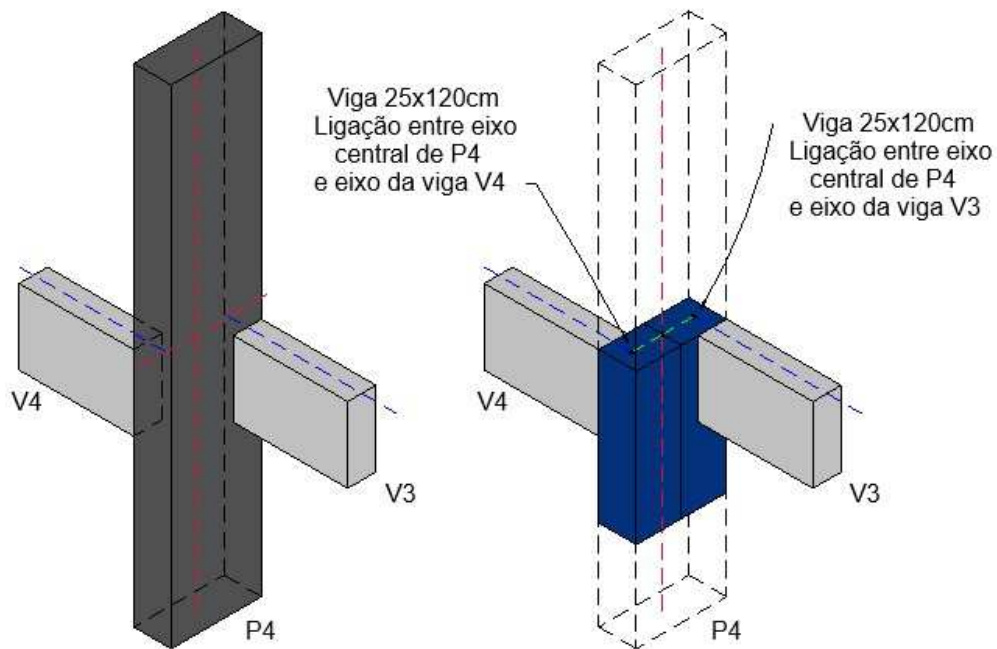
Figura 8.2 (a) Configuração pelo Projeto Arquitetônico e (b) Configuração adotada na modelagem



(fonte: própria do autor)

Um caso específico que merece esclarecimento é o do pilar P4. O pilar serve de apoio, em cada uma de suas extremidades, a uma viga diferente, de modo que a consideração comentada acima, sobre modelar o eixo do pilar alinhado com a viga não tem serventia neste caso. A criação de dois pilares separados, e uma viga unindo-os não modelaria uma situação real, pois dois pilares muito próximos tendem a criar um binário, permitindo o surgimento de esforços de compressão em um dos pilares, e tração no outro. Deste modo, para solucionar este item sem prejudicar uma fiel modelagem, e, ainda assim, não tornando o modelo demasiadamente complexo, criou-se um pilar nas dimensões especificadas, 19x64cm, e dois segmentos de vigas fictícias em balanço, ligando a extremidade de viga V4 ao centro do pilar, e a extremidade da viga V3 ao centro do pilar. Essas vigas fictícias foram modeladas com largura de 25cm e altura 120cm, oferecendo rigidez ao elemento e reduzindo sua influência sobre os resultados. A Figura 8.3 ilustra a situação.

Figura 8.3 - Caso especial de modelagem: Pilar P4 (a) situação real (b) modelagem



(fonte: própria do autor)

Conforme disposto no item 14.6.6.2 da NBR6118:2014, os modelos de pórtico espacial podem considerar a rigidez a torção das vigas como nula, quando ela não for necessária ao equilíbrio da estrutura, e resumir-se apenas à torção de compatibilidade. Deste modo, desconsiderou-se a rigidez a torção nas vigas no modelo de análise. A rigidez a torção dos pilares foi mantida, uma vez que a referida norma aponta apenas a redução da rigidez das vigas como possível, e não a rigidez torcional de barras em geral.

8.2 VERIFICAÇÃO DO MODELO TRIDIMENSIONAL EM RELAÇÃO AO MODELO APROXIMADO

Inicialmente, o edifício foi modelado com as dimensões de vigas e pilares definidas no pré-dimensionamento, informadas no Capítulo 7. As espessuras das lajes, entretanto, foram atualizadas conforme o dimensionamento, apresentado no item 9.1.

Os resultados obtidos em etapa de pré-dimensionamento, além de permitirem a obtenção de seções iniciais, também favoreceram a verificação da confiabilidade do modelo tridimensional idealizado. Para tanto, comparou-se os resultados das reações nos apoios entre os dois modelos — pré-dimensionamento e pórtico espacial — utilizando os valores não majorados em ambas

as situações, considerando apenas cargas permanentes — de peso próprio e carga referente ao reservatório — e cargas acidentais verticais.

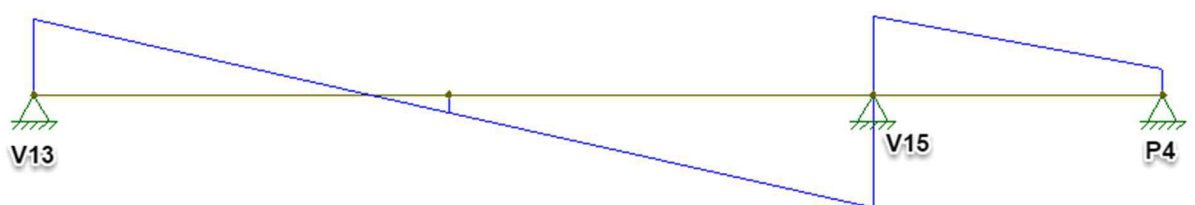
Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 8.1. Entende-se que a distribuição de esforços não será a mesma em um modelo desacoplado e simplificado, como foi aplicado no pré-dimensionamento, e um modelo de pórtico espacial, porém, é importante realizar uma análise crítica entre os resultados obtidos, verificando os pontos de discordância.

Como discutido no item 4.1.2, é difícil prever, em etapa de pré-dimensionamento, a correta vinculação entre duas vigas quando elas se cruzam. No pré-dimensionamento, optou-se por considerar que as vigas de menor vão serviriam de apoio para as vigas de maior vão. Porém, no modelo de pórtico espacial esta análise de vinculação é intrínseca ao método de análise empregado, já que o programa é capaz de considerar a influência de outras vigas, da rigidez e dos deslocamentos. Deste modo, a partir da análise dos resultados de ambos os modelos, foi possível verificar que as diferenças entre eles ocorreram justamente próximo as zonas de cruzamento e vinculação mútua de vigas, sendo que os demais pontos apresentaram resultados plausíveis, dadas as diferenças entre os modelos adotados.

Naqueles pontos que apresentaram resultados divergentes, realizou-se análise mais detalhada e as considerações estão relacionadas na sequência.

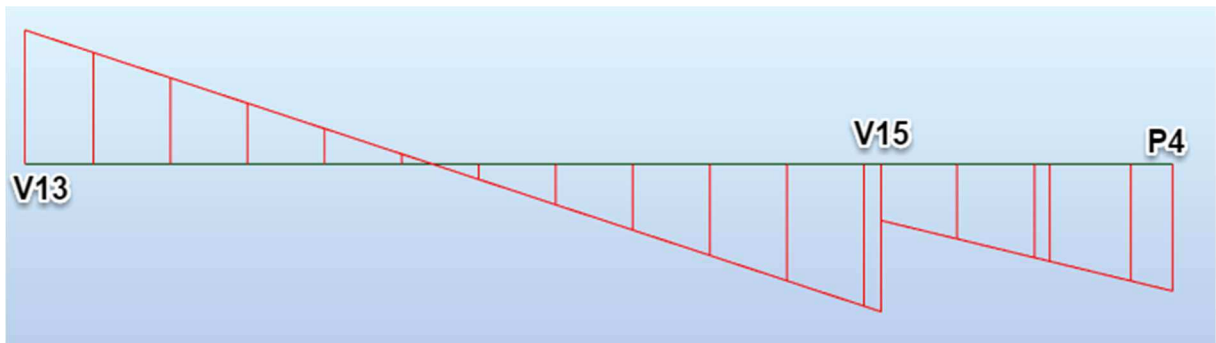
- O caso do pilar P4 perpassa pelas considerações de vinculação entre vigas. No pré-dimensionamento, ainda que os vãos das vigas V4 e V15 fossem muito próximos em dimensão, considerou-se que a viga V4 estava apoiada na viga V15, gerando o surgimento de cargas de tração no pilar P4, devido ao efeito de gangorra, causado pela existência de um vão muito grande adjacente a um vão pequeno. Já no modelo tridimensional, existe o apoio entre as vigas, porém não se trata de um apoio perfeito, o que elimina o efeito de tração em P4. Estas situações estão ilustradas nas Figura 8.4 e Figura 8.5.

Figura 8.4 - Configuração da viga V4 no pré-dimensionamento



(fonte: própria do autor)

Figura 8.5 - Configuração da viga V4 no modelo tridimensional



(fonte: própria do autor)

- No pré-dimensionamento havia-se considerado que as vigas V7 e V9 funcionavam como apoios para a viga V14. Esta consideração ocasionava o aparecimento de esforços de tração nos pilares P10 e P12. Porém, no modelo tridimensional, as vigas V7 e V9 não funcionam como apoios ideais ou perfeitos, recebendo um aporte menor de carga do que recebiam antes da viga V14, o que altera a distribuição dos esforços nessa região.
- Sob consequência do explanado no item anterior, os pilares P11 e P13 recebem agora uma carga menor, sendo que o pilar P13 recebe mais carga que P11, o que faz sentido, por encontrar-se um pouco mais próximo da viga V8 que o pilar P11.
- No momento em que V7 e V8 não são mais tratadas como apoios no modelo tridimensional, recebendo menos esforços que antes, faz sentido o pilar P14 receber maior aporte de carga que antes.

Tabela 8.1 - Reações nos apoios no Modelo Inicial e no Modelo Tridimensional

| Pilar | Modelo Inicial N_k (kN) | Modelo Tridimensional N_k (kN) | % |
|-------|------------------------------|-------------------------------------|-------|
| P1 | 306,90 | 549,4 | 79% |
| P2 | 1127,50 | 1143,42 | 1% |
| P3 | 1041,70 | 940,39 | -10% |
| P4 | 97,90 | 932,91 | 853% |
| P5 | 1811,70 | 1581,81 | -13% |
| P6 | 760,10 | 764,25 | 1% |
| P7 | 2013,00 | 1983,5 | -1% |
| P8 | 3197,70 | 2840,75 | -11% |
| P9 | 2607,00 | 2221,97 | -15% |
| P10 | -134,20 | 281,04 | -309% |
| P11 | 1172,60 | 753,53 | -36% |
| P12 | -168,30 | 178,26 | -206% |
| P13 | 1163,80 | 1069,09 | -8,1% |
| P14 | 723,80 | 1198,49 | 66% |
| P15 | 3390,20 | 3042,95 | -10% |
| P16 | 1624,70 | 1696,24 | 4% |

(fonte: própria do autor)

8.3 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Ao analisar os esforços que atuam sobre a estrutura, deve-se buscar efetuar uma análise que considera a situação mais crítica decorrente da atuação simultânea das ações permanentes e variáveis, a partir da aplicação de combinações de cargas.

Para a verificação segundo o Estado Limite Último, considera-se as combinações últimas normais, nas quais estão incluídas as ações permanentes, ação variável principal e ação variável secundária. A combinação genérica de solicitações está apresentada na equação 8.1

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk} \right) \quad (8.1)$$

Sendo,

F_d : valor de cálculo das ações para combinação última

F_{gk} : representa as ações permanentes diretas

F_{qk} : representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal

γ_g, γ_q : coeficientes de ponderação das ações

ψ_{0j} : fator de redução das combinações variáveis secundárias.

As combinações analisadas neste trabalho estão apresentadas na Tabela 8.2. As combinações estão de acordo com o disposto no item 11 da NBR6118:2014, sendo os coeficientes de majorações retirados da Tabela 11.1 da referida norma, e os fatores de redução da Tabela 11.2.

As combinações ditas como A, consideram a ação desfavorável da carga permanente, a ação variável principal é considerada como as cargas verticais variáveis, e a secundária, a ação do vento sobre a estrutura.

As combinações B, consideram também a ação desfavorável da carga permanente, porém, invertem as posições de ação variável principal e secundária, sendo o vento a principal, e as cargas verticais variáveis, secundárias.

Na combinação C, a carga permanente está considerada como sendo favorável, sendo que, deste modo, não há coeficiente de majoração, atuando ela em conjunto apenas com a ação do vento como ação variável principal e única.

Em cada combinação principal, existem quatro combinações, que levam em conta a direção e o sentido do vento. Conforme será explicitado no item 8.4, para questões de vento, o edifício foi simplificado para um retângulo, o que o torna, nestas condições, simétrico, e justifica o uso de apenas 4 subdivisões nas combinações, considerando simplesmente o vento na direção x e na direção y.

Tabela 8.2 - Combinações adotadas

| Tipo | Combinações |
|-----------------------------|---|
| 1,4g + 1,4(q + 0,6v) | A.1 1,4g + 1,4(q + 0,6v _x) |
| | A.2 1,4g + 1,4(q - 0,6v _x) |
| | A.3 1,4g + 1,4(q + 0,6v _y) |
| | A.4 1,4g + 1,4(q - 0,6v _y) |
| 1,4g + 1,4(0,5q + v) | B.1 1,4g + 1,4(0,5q + v _x) |
| | B.2 1,4g + 1,4(0,5q - v _x) |
| | B.3 1,4g + 1,4(0,5q + v _y) |
| | B.4 1,4g + 1,4(0,5q - v _y) |

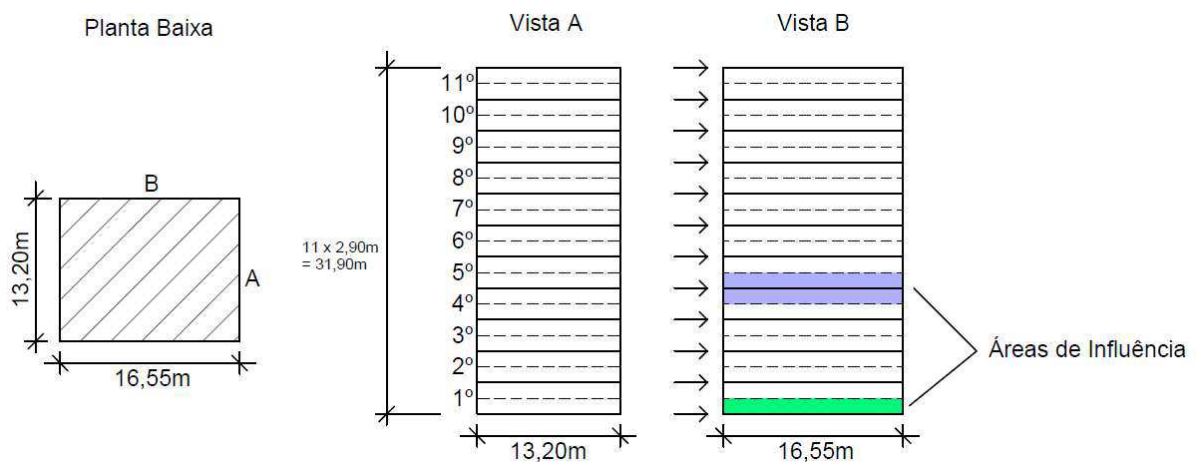
| | | |
|--------------------|-----|-----------------|
| 1,0g + 1,4v | C.1 | $1,0g + 1,4v_x$ |
| | C.2 | $1,0g - 1,4v_x$ |
| | C.3 | $1,0g + 1,4v_y$ |
| | C.4 | $1,0g - 1,4v_y$ |

8.4 FORÇAS HORIZONTAIS: AÇÃO DO VENTO

As forças horizontais que atuam sobre a edificação são decorrentes da ação do vento. O cálculo da força de arrasto que atua sobre a edificação foi feito baseando-se no disposto no Capítulo 6.

Entende-se que a NBR6123:1988 indica as prescrições simplificadas para o cálculo da força de arrasto sobre edifícios de planta retangular, sendo que geometrias diferenciadas deveriam ter sua análise verificada em túnel de vento. Para permitir a aplicação do conceito de força horizontal devida a ação do vento neste trabalho, o edifício em questão teve sua planta simplificada à um retângulo circunscrito ao edifício. A simplificação está demonstrada na Figura 8.6.

Figura 8.6 - Dimensões consideradas para o cálculo da Força de Arrasto



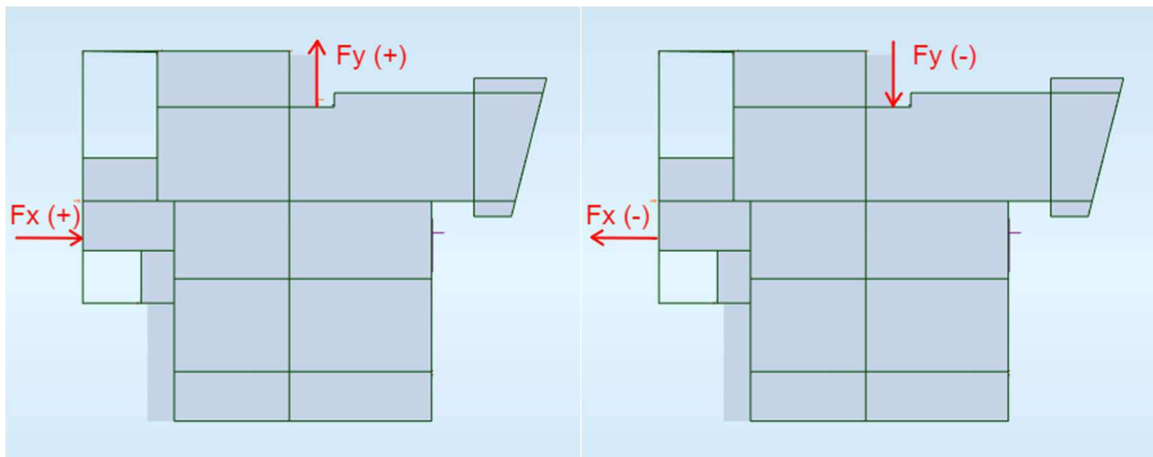
(fonte: própria do autor)

Considera-se que o edifício será construído nas imediações da cidade de Porto Alegre, em terreno plano e zona urbanizada (categoria IV e classe B).

Considera-se, neste trabalho, a carga referente a ação do vento como sendo nodal, aplicada no centro geométrico de cada face, sobre as vigas superiores, criando um perfil constante ao longo

do pavimento e seccionalmente constante ao longo da altura total da edificação. Deste modo, a área de influência é decorrente da área formada pelo comprimento em planta da face, e da altura de um pé direito ($\frac{1}{2}$ pé direito do andar inferior, e $\frac{1}{2}$ pé direito do andar superior), com exceção dos níveis da base e do 11º pavimento, que por estarem nas extremidades, possuem altura de apenas $\frac{1}{2}$ pé direito. A Figura 8.7 ilustra a posição de aplicação das forças nos eixos x e y, para os sentidos positivo e negativo considerados nas combinações de carga.

Figura 8.7 - Posição de aplicação das forças horizontais F_x e F_y



(fonte: própria do autor)

Os resultados obtidos estão apresentados nas Tabela 8.3 e Tabela 8.4, sendo que os parâmetros apresentados foram introduzidos no item 6.3.

Tabela 8.3 - Força Horizontal normal à face 13,20m

| Força Horizontal normal à face de 13,20m | | | | | | | | | | |
|--|-------|-------|-------|-------|-------------|-------------|-----------------------|-------------------------|-------|------------|
| Pavimento | z (m) | S_1 | S_2 | S_3 | V_o (m/s) | V_k (m/s) | q (N/m ²) | A_e (m ²) | C_a | F_a (kN) |
| 11 | 30,8 | 1 | 0,99 | 1 | 45 | 44,55 | 1216,62 | 18,48 | 1,2 | 26,98 |
| 10 | 28,0 | 1 | 0,96 | 1 | 45 | 43,20 | 1144,01 | 36,96 | 1,2 | 50,74 |
| 9 | 25,2 | 1 | 0,96 | 1 | 45 | 43,20 | 1144,01 | 36,96 | 1,2 | 50,74 |
| 8 | 22,4 | 1 | 0,96 | 1 | 45 | 43,20 | 1144,01 | 36,96 | 1,2 | 50,74 |
| 7 | 19,6 | 1 | 0,96 | 1 | 45 | 43,20 | 1144,01 | 36,96 | 1,2 | 50,74 |
| 6 | 16,8 | 1 | 0,91 | 1 | 45 | 40,95 | 1027,94 | 36,96 | 1,2 | 45,59 |
| 5 | 14,0 | 1 | 0,88 | 1 | 45 | 39,60 | 961,28 | 36,96 | 1,2 | 42,63 |
| 4 | 11,2 | 1 | 0,88 | 1 | 45 | 39,60 | 961,28 | 36,96 | 1,2 | 42,63 |
| 3 | 8,4 | 1 | 0,83 | 1 | 45 | 37,35 | 855,15 | 36,96 | 1,2 | 37,93 |
| 2 | 5,6 | 1 | 0,83 | 1 | 45 | 37,35 | 855,15 | 36,96 | 1,2 | 37,93 |
| 1 | 2,8 | 1 | 0,76 | 1 | 45 | 34,20 | 716,99 | 36,96 | 1,2 | 31,80 |
| 0 | 0,0 | 1 | 0,76 | 1 | 45 | 34,20 | 716,99 | 18,48 | 1,2 | 15,90 |

(fonte: própria do autor)

Tabela 8.4 - Força horizontal normal à face de 16,55m

| Força Horizontal normal à face de 16,55m | | | | | | | | | | |
|--|-------|----------------|----------------|----------------|----------------------|----------------------|-----------------------|----------------------------------|----------------|---------------------|
| Pavimento | z (m) | S ₁ | S ₂ | S ₃ | V _o (m/s) | V _k (m/s) | q (N/m ²) | A _e (m ²) | C _s | F _s (kN) |
| 11 | 30,8 | 1 | 0,99 | 1 | 45 | 44,55 | 1216,62 | 23,17 | 1,3 | 36,65 |
| 10 | 28,0 | 1 | 0,96 | 1 | 45 | 43,20 | 1144,01 | 46,34 | 1,3 | 68,92 |
| 9 | 25,2 | 1 | 0,96 | 1 | 45 | 43,20 | 1144,01 | 46,34 | 1,3 | 68,92 |
| 8 | 22,4 | 1 | 0,96 | 1 | 45 | 43,20 | 1144,01 | 46,34 | 1,3 | 68,92 |
| 7 | 19,6 | 1 | 0,96 | 1 | 45 | 43,20 | 1144,01 | 46,34 | 1,3 | 68,92 |
| 6 | 16,8 | 1 | 0,91 | 1 | 45 | 40,95 | 1027,94 | 46,34 | 1,3 | 61,93 |
| 5 | 14,0 | 1 | 0,88 | 1 | 45 | 39,60 | 961,28 | 46,34 | 1,3 | 57,91 |
| 4 | 11,2 | 1 | 0,88 | 1 | 45 | 39,60 | 961,28 | 46,34 | 1,3 | 57,91 |
| 3 | 8,4 | 1 | 0,83 | 1 | 45 | 37,35 | 855,15 | 46,34 | 1,3 | 51,52 |
| 2 | 5,6 | 1 | 0,83 | 1 | 45 | 37,35 | 855,15 | 46,34 | 1,3 | 51,52 |
| 1 | 2,8 | 1 | 0,76 | 1 | 45 | 34,20 | 716,99 | 46,34 | 1,3 | 43,19 |
| 0 | 0,0 | 1 | 0,76 | 1 | 45 | 34,20 | 716,99 | 23,17 | 1,3 | 21,60 |

(fonte: própria do autor)

Ainda que a NBR6123:1988 pontue a necessidade de considerar os efeitos de torção proporcionados pela ação do vento sobre a edificação, através da aplicação de excentricidades — conforme indicado no Capítulo 6—, este trabalho, por limitações de tempo disponível para o seu desenvolvimento, não contempla tais indicações, aplicando as cargas de vento na posição horizontal central. Tal consideração foi assumida para evitar a criação de um novo jogo de combinações, que aumentariam significativamente a quantidade de análises na etapa de dimensionamento. Embora em um projeto estrutural real de uma estrutura de edificação a consideração de excentricidade deva ser feita na aplicação das forças de arrasto, ponderou-se que haveria pequena perda de entendimento e compreensão na metodologia de projeto em desconsiderar esse efeito, frente à disponibilidade de tempo para a realização deste trabalho acadêmico.

9 DIMENSIONAMENTO

Foi efetuado o dimensionamento de lajes, vigas e pilares. O Apêndice B apresenta a planta baixa estrutural com as seções obtidas nesta etapa.

9.1 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

O dimensionamento das espessuras das lajes é norteado pelo atendimento ao estado limite de deformações excessivas, estado este que configura que o elemento atingiu os limites de deformação estabelecidas para a sua utilização normal.

A NBR6118:2014 estabelece, na sua Tabela 13.3, os limites de deslocamentos aceitáveis para os elementos estruturais, contemplando diferentes tipos de efeitos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 76). Para o escopo deste trabalho, isto é, um edifício residencial, é suficiente a análise da flecha causada pela ação da totalidade das cargas, já que a parcela de carga acidental é suficientemente pequena quando em comparação à carga permanente. (ARAÚJO, 2003)

Segundo a Tabela 13.3 da NBR6118:2014, as limitações de flechas são as seguintes:

- $(2 \times l)/250$, para lajes em balanço
- $l/250$, para as demais configurações de lajes

Sendo,

l : o comprimento do balanço, no caso das lajes com tal vinculação, e o comprimento do menor vão, no caso das demais lajes.

As flechas devem ser calculadas para o estado de serviço, com combinação quase permanente de carregamento, sendo a combinação utilizada para edifícios residenciais a apresentada na Equação 9.1, estando em conformidade com o disposto no capítulo 11 da NBR6118:2014.

$$p = g + 0,3q \quad (9.1)$$

Sendo,

p : carga verticais de serviço

g : soma das ações verticais permanentes atuantes na laje

q: soma das ações verticais variáveis atuantes na laje, sofrendo minoração através do coeficiente de combinação.

Os valores de cargas verticais permanentes e variáveis considerados nas lajes foram apresentados anteriormente no Capítulo 5, nas Tabela 7.2 e Tabela 7.3.

Para o cálculo da flecha, elaborou-se um programa em Excel, fazendo uso das indicações e equações disponíveis em Projeto de Lajes Maciças em Concreto Armado, de Campos Filho, 2014. A metodologia está indicada no Apêndice F.

Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 9.1. Todas as lajes foram satisfatoriamente verificadas para as espessuras mínimas permitidas — 10cm para lajes em balanço, e 8cm para as demais —, tendo sido então alteradas as espessuras adotadas no pré-dimensionamento.

A Laje 04, ainda que apresente geometria variável, foi aproximada, para fins de cálculo, para um retângulo formado por suas duas maiores dimensões.

Tabela 9.1 - Verificação das deformações excessivas no estado-limite de serviço

| LAJE | Vãos | | h _{inicial} cm | g kN/m ² | q kN/m ² | p kN/m ² | m _r kN.m/m | α | m _a kN.m/m | I _{eq} cm ⁴ | κ | f(t=0) cm | f(t=∞) cm | f _{adm} cm |
|------|------|------|----------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|-------|--------------------------|------------------------------------|------|--------------|--------------|------------------------|
| | a | b | | | | | | | | | | | | |
| | m | m | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 4,67 | 1,97 | 8 | 3,64 | 2,00 | 4,24 | 5,61 | - | 1,16 | 4266,67 | 0,53 | 0,025 | 0,058 | 0,788 |
| 2 | 1,77 | 0,95 | 10 | 4,56 | 3,00 | 5,46 | 8,77 | - | 2,46 | 8333,33 | 12,5 | 0,021 | 0,049 | 0,760 |
| 3 | 3,32 | 4,67 | 8 | 3,64 | 1,50 | 4,09 | 5,61 | 0,037 | 1,67 | 4266,67 | 0,23 | 0,084 | 0,195 | 1,328 |
| 4 | 6,53 | 3,82 | 8 | 4,14 | 1,50 | 4,59 | 5,61 | 0,052 | 3,48 | 4266,67 | 0,41 | 0,295 | 0,684 | 1,528 |
| 5 | 2,57 | 0,52 | 8 | 4,06 | 1,50 | 4,51 | 5,61 | - | 0,09 | 4266,67 | 0,53 | 0,000 | 0,000 | 0,208 |
| 6 | 2,33 | 3,82 | 8 | 4,06 | 1,50 | 4,51 | 5,61 | 0,086 | 2,11 | 4266,67 | 0,85 | 0,083 | 0,193 | 0,932 |
| 7 | 1,36 | 0,56 | 8 | 4,06 | 1,50 | 4,51 | 5,61 | - | 0,10 | 4266,67 | 0,53 | 0,000 | 0,000 | 0,224 |
| 8 | 3,22 | 1,75 | 8 | 3,64 | 3,00 | 4,54 | 5,61 | 0,057 | 0,79 | 4266,67 | 0,46 | 0,014 | 0,033 | 0,700 |
| 9 | 2,76 | 4,07 | 8 | 3,64 | 2,00 | 4,24 | 5,61 | 0,025 | 0,81 | 4266,67 | 0,21 | 0,038 | 0,088 | 1,104 |
| 10 | 2,76 | 5,03 | 8 | 3,64 | 1,50 | 4,09 | 5,61 | 0,042 | 1,31 | 4266,67 | 0,24 | 0,042 | 0,097 | 1,104 |
| 11 | 1,86 | 1,17 | 8 | 3,64 | 1,50 | 4,09 | 5,61 | 0,056 | 0,31 | 4266,67 | 0,44 | 0,002 | 0,006 | 0,468 |
| 12 | 4,18 | 0,95 | 10 | 4,56 | 3,00 | 5,46 | 8,77 | - | 2,46 | 8333,33 | 12,5 | 0,021 | 0,049 | 0,760 |
| 13 | 3,35 | 4,07 | 8 | 3,64 | 1,50 | 4,09 | 5,61 | 0,033 | 1,51 | 4266,67 | 0,2 | 0,076 | 0,176 | 1,340 |
| 14 | 5,03 | 3,35 | 8 | 3,64 | 1,50 | 4,09 | 5,61 | 0,037 | 1,70 | 4266,67 | 0,23 | 0,087 | 0,202 | 1,340 |
| 15 | 4,07 | 1,88 | 8 | 3,64 | 1,50 | 4,09 | 5,61 | - | 0,81 | 4266,67 | 0,53 | 0,013 | 0,029 | 0,672 |
| 16 | 5,03 | 1,88 | 8 | 3,64 | 1,50 | 4,09 | 5,61 | - | 0,81 | 4266,67 | 0,53 | 0,013 | 0,029 | 0,672 |
| 17 | 2,62 | 1,52 | 8 | 3,64 | 3,00 | 4,54 | 5,61 | 0,056 | 0,59 | 4266,67 | 0,44 | 0,008 | 0,018 | 0,608 |

(fonte: própria do autor)

Para o cálculo das armaduras, elaborou-se uma rotina de cálculo em programa Excel. Não sendo o intuito deste trabalho elaborar uma extensa revisão bibliográfica a respeito da metodologia de cálculo para a obtenção das áreas de armadura, indica-se, na sequência, apenas as principais

premissas de cálculo adotadas, e apresenta-se os resultados obtidos nas Tabela 9.3, Tabela 9.4 e Tabela 9.5

Diferentemente do cálculo das flechas, o dimensionamento das lajes deve ser feito no estado de ruptura, estado limite-último, e o comportamento do concreto é aproximado para o de um material rígido-plástico.

Conforme o item 14.6.4.3 e 14.6.4.4 da NBR6118:2014, para garantir as condições de ductilidade nas lajes, e dispensar a verificação da capacidade de rotação plástica, a posição da linha neutra deve estar de acordo com o indicado abaixo.

$$x/d \leq 0,25, \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50\text{MPa}$$

Sendo,

x: posição da linha neutra

d: altura útil da laje

Conforme definido no item 7.2, o cobrimento para a face inferior da laje é igual a 20mm, e para a face superior, 15mm. Estes foram os valores considerados no cálculo da altura útil das lajes. Diante da existência de armadura nos dois sentidos das lajes, o valor da altura útil será diferente para cada uma delas. A armadura do menor vão deve sempre ser posicionada abaixo da de maior vão. As alturas úteis utilizadas no dimensionamento são as apresentadas nas relações 9.5 e 9.6:

$$d_a = h - c - \frac{\phi_a}{2} \quad (9.5)$$

$$d_b = h - c - \phi_a - \frac{\phi_b}{2} \quad (9.6)$$

Sendo,

a: dimensão do menor vão

b: dimensão do maior vão

d_a : altura útil para o dimensionamento da armadura de a

d_b : altura útil para o dimensionamento da armadura de b

h: espessura da laje

c: cobrimento da laje

ϕ_a : diâmetro da armadura em a

ϕ_b : diâmetro da armadura em b

A armadura das lajes foi dimensionada para resistir aos momentos fletores nos vãos, e aos momentos negativos existentes nos engastes. Nas lajes em balanço, respeitou-se o estipulado no item 13.2.4.1 da NBR6118:2014, que impõe majorar os esforços solicitantes nas lajes em balanço por um coeficiente γ_n , o qual varia em decorrência da espessura da laje, sendo que para lajes com $h=10\text{cm}$, $\gamma_n= 1,45$. As lajes armadas em duas direções terão armaduras principais dimensionadas para ambas as direções, e armadura negativa nos engastes. Para as lajes armadas em uma direção, a armadura principal será dimensionada para o menor vão, e é prevista, ainda, a armadura secundária —de distribuição— na outra direção. No dimensionamento das lajes 09 e 10 foram consideradas as cargas lineares provenientes das paredes que se apoiam diretamente sobre elas. Nas lajes em balanço, L02 e L12, ainda que a espessura mínima estabelecida em norma seja de 10cm, para fins de dimensionamento foi tomada espessura igual a lajes adjacentes de suporte, sendo igual a 8cm.

Ainda que os valores de área de armadura necessários sejam muito pequenos, ou até inexistentes — como nos bordos simplesmente apoiados — é necessário atentar às exigências de taxas de armadura mínima, a fim de melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão, controlar a fissuração do concreto e evitar a ruptura brusca em situações de sobrecargas não previstas. A NBR6118:2014, apresenta no item 19.3.3.2 as prescrições a serem tomadas para a consideração das armaduras mínimas em lajes, e no item 17.3.5.2.1 a taxa mínima a ser respeitada, que para concreto C40 é de 0,179%. Abaixo são representadas tais indicações.

- Armadura negativa: $\rho_s \geq \rho_{min}$
- Armadura negativa nos bordos não engastados (armadura de contorno) : $\rho_s \geq 0,67\rho_{min}$
- Armadura positiva em lajes armadas em duas direções: $\rho_s \geq 0,67\rho_{min}$
- Armadura positiva principal em lajes armadas em uma direção: $\rho_s \geq \rho_{min}$
- Armadura positiva secundária em lajes armadas em uma direção (armadura de distribuição): deve respeitar simultaneamente os três quesitos apresentados abaixo.

$$\frac{A_s}{s} \geq 20\% \text{ da armadura principal}$$

$$\frac{A_s}{s} \geq 0,90\text{cm}^2$$

$$\rho_s \geq 0,5\rho_{min}$$

Para a definição da quantidade de barras e seus espaçamentos, considerou-se os limites indicados no item 20.1 da NBR6118:2014, sendo eles:

$$s \leq \begin{cases} 2h \\ 20\text{cm} \end{cases}$$

Sendo,

s: espaçamento entre barras longitudinais da armadura principal

h: espessura da laje

Para as lajes armadas em uma direção, permite-se a adoção de espaçamento máximo até 33cm para a armadura secundária.

A Tabela 9.2 indica os espaçamento mínimos e máximos adotados para as espessuras de lajes contempladas neste trabalho.

Tabela 9.2 - Limite espaçamentos lajes

| Limites espaçamentos lajes | | | |
|----------------------------|------------------|--------------------------|---------------------------|
| h | S _{min} | A _{s,principal} | A _{s,secundária} |
| | | S _{máx} | S _{máx} |
| cm | cm | cm | cm |
| 8 | 10 | 16 | 33 |
| 10 | 10 | 20 | 33 |

(fonte: própria do autor)

As Tabela 9.3, Tabela 9.4 e Tabela 9.5 apresentam os resultados de área de armadura para todas as lajes, bem como seus valores mínimos, diâmetros e espaçamentos adotados.

O dimensionamento das lajes foi feito utilizando aço CA50. A substituição por barras ou fios de aço CA60 pode ser feita sem prejuízo da segurança do elemento, estando inclusive a favor da segurança, se utilizado diâmetro igual ao indicado.

Com a verificação da área de armadura necessária para a laje L04, decidiu-se por aumentar a sua espessura de 8cm para 10cm, evitando a utilização de barras de maior diâmetro ou de espaçamentos muito pequenos, o que dificultam a acomodação do concreto fresco e a passagem do vibrador entre as barras. O restante das lajes permaneceu com a mesma espessura definida na verificação do estado-limite de serviço.

Os esforços solicitantes utilizados no dimensionamento das lajes estão apresentados no Apêndice G.

Tabela 9.3 - Área de armadura junto à face inferior da laje

| LAJE | Geometria | | | Armadura junto à face inferior | | | | | | | | | | | | |
|------|-----------|------|----|--------------------------------|----------------------|---------|----------------------|----------------------|----------------------|---------|----------------------|------------------------|----------------------|----------------------|---------|----------------------|
| | | | | A | | | | B | | | | Distribuição - B | | | | |
| | a | b | h | As | As _{min} | Detal. | As _{final} | As | As _{min} | Detal. | As _{final} | As _{princ} /5 | As _{min} /2 | min | Detal. | As _{final} |
| | m | m | cm | (cm ² /m) | (cm ² /m) | | (cm ² /m) | (cm ² /m) | (cm ² /m) | | (cm ² /m) | (cm ² /m) | (cm ² /m) | (cm ² /m) | | (cm ² /m) |
| 1 | 1,97 | 4,67 | 8 | 0,88 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | | | | | 0,18 | 0,71 | 0,90 | φ5 c/20 | 0,98 |
| 3 | 3,32 | 4,67 | 8 | 1,19 | 0,80 | φ5 c/16 | 1,23 | 0,63 | 0,95 | φ5 c/16 | 1,23 | | | | | |
| 4 | 3,82 | 6,53 | 10 | 1,75 | 1,19 | φ5 c/12 | 1,64 | 0,76 | 1,19 | φ5 c/16 | 1,23 | | | | | |
| 5 | 0,52 | 2,57 | 8 | 0,06 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | | | | | 0,01 | 0,71 | 0,90 | φ5 c/20 | 0,98 |
| 6 | 2,33 | 3,82 | 8 | 1,40 | 0,95 | φ5 c/14 | 1,4 | 0,67 | 0,95 | φ5 c/16 | 1,23 | | | | | |
| 7 | 0,56 | 1,36 | 8 | 0,07 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | | | | | 0,01 | 0,71 | 0,90 | φ5 c/20 | 0,98 |
| 8 | 1,75 | 3,22 | 8 | 0,61 | 0,95 | φ5 c/16 | 1,23 | 0,24 | 0,95 | φ5 c/16 | 1,23 | | | | | |
| 9 | 2,76 | 4,07 | 8 | 1,43 | 0,95 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,83 | 0,95 | φ5 c/16 | 1,23 | | | | | |
| 10 | 2,76 | 5,03 | 8 | 1,77 | 0,95 | φ5 c/11 | 1,78 | 0,60 | 0,95 | φ5 c/16 | 1,23 | | | | | |
| 11 | 1,17 | 1,86 | 8 | 0,21 | 0,95 | φ5 c/16 | 1,23 | 0,10 | 0,95 | φ5 c/16 | 1,23 | | | | | |
| 13 | 3,35 | 4,07 | 8 | 0,78 | 0,95 | φ5 c/16 | 1,23 | 0,78 | 0,95 | φ5 c/16 | 1,23 | | | | | |
| 14 | 3,35 | 5,03 | 8 | 1,12 | 0,95 | φ5 c/16 | 1,23 | 0,54 | 0,95 | φ5 c/16 | 1,23 | | | | | |
| 15 | 1,68 | 4,07 | 8 | 0,58 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | | | | | 0,12 | 0,71 | 0,90 | φ5 c/20 | 0,98 |
| 16 | 1,68 | 5,03 | 8 | 0,58 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | | | | | 0,12 | 0,71 | 0,90 | φ5 c/20 | 0,98 |
| 17 | 1,52 | 2,62 | 8 | 0,44 | 0,95 | φ5 c/16 | 1,23 | 0,19 | 0,95 | φ5 c/16 | 1,23 | | | | | |

(fonte: própria do autor)

Tabela 9.4 - Armadura junto à face superior (lajes em balanço)

| LAJE | Geometria | | | Armadura junto à face superior | | | | | | | | | |
|------|-----------|------|----|--------------------------------|----------------------|-----------|----------------------|------------------------|----------------------|----------------------|---------|----------------------|----------------------|
| | | | | A | | | | Distribuição - B | | | | | |
| | a | b | h | As | As _{min} | Detal. | As _{final} | As _{princ} /5 | As _{min} /2 | min | Detal. | As _{final} | |
| | m | m | cm | (cm ² /m) | (cm ² /m) | | (cm ² /m) | (cm ² /m) | (cm ² /m) | (cm ² /m) | | (cm ² /m) | (cm ² /m) |
| 2 | 0,95 | 1,77 | 10 | 1,91 | 1,78 | φ6,3 c/16 | 1,95 | 0,38 | 0,89 | 0,90 | φ5 c/20 | 0,98 | |
| 12 | 0,95 | 4,18 | 10 | 1,91 | 1,78 | φ6,3 c/16 | 1,95 | 0,38 | 0,89 | 0,90 | φ5 c/20 | 0,98 | |

(fonte: própria do autor)

Tabela 9.5 - Área de armadura junto à face superior nos bordos

| LAJE | Armadura junto à face superior | | | | | | | | | | | | | | | |
|------|--------------------------------|----------------------|-----------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------|----------------------|----------------------|----------------------|---------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------|----------------------|
| | Bordo 1 | | | | Bordo 2 | | | | Bordo 3 | | | | Bordo 4 | | | |
| | As | As _{min} | Detal. | As _{final} | As | As _{min} | Detal. | As _{final} | As | As _{min} | Detal. | As _{final} | As | As _{min} | Detal. | As _{final} |
| | (cm ² /m) | (cm ² /m) | | (cm ² /m) | (cm ² /m) | (cm ² /m) | | (cm ² /m) | (cm ² /m) | (cm ² /m) | | (cm ² /m) | (cm ² /m) | (cm ² /m) | | (cm ² /m) |
| 1 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 1,46 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 |
| 3 | 0,69 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 1,45 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 1,45 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 |
| 4 | 0,98 | 1,78 | φ6,3 c/16 | 1,95 | 2,48 | 1,78 | φ6,3 c/13 | 2,4 | 0,00 | 1,78 | φ5 c/16 | 1,23 | 0,00 | 1,78 | φ6,3 c/16 | 1,95 |
| 5 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,10 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 |
| 6 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 |
| 7 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,11 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 |
| 8 | 0,30 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,84 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 |
| 9 | 1,01 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 1,99 | 1,42 | φ6,3 c/15 | 2,08 | 1,01 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 1,99 | 1,42 | φ6,3 c/15 | 2,08 |
| 10 | 0,74 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 2,46 | 1,42 | φ6,3 c/12 | 2,6 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 2,46 | 1,42 | φ6,3 c/12 | 2,6 |
| 11 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,30 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 |
| 13 | 1,18 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 1,18 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 1,18 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 |
| 14 | 0,66 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 1,55 | 1,42 | φ5 c/12 | 1,64 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 1,55 | 1,42 | φ5 c/12 | 1,64 |
| 15 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,96 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 |
| 16 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,96 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 |
| 17 | 0,24 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,61 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 | 0,00 | 1,42 | φ5 c/13 | 1,51 |

(fonte: própria do autor)

9.2 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

9.2.1 Armadura Longitudinal: metodologia e premissas

Para o dimensionamento das vigas utilizaram-se os resultados de momento fletor e esforço cortante obtidos a partir do modelo tridimensional. Para otimizar o tempo empregado na verificação manual de todas as vigas do edifício, analisou-se, para três vigas de maior importância para a edificação, em qual dos 11 pavimentos os esforços solicitantes eram maiores, de modo a efetuar as análises seguintes sempre para este único pavimento. Considerando a ação das combinações entre cargas permanentes e variáveis e a ação do vento, identificou-se o quarto pavimento como sendo o crítico, e o dimensionamento foi pautado pela análise deste pavimento.

Para este projeto foi definido realizar o dimensionamento das vigas considerando-as retangulares e de seção não variável, utilizando programa de autoria própria, elaborado em software Excel. Os passos adotados para a verificação, definição de seções e cálculo de armadura necessária estão apresentados a seguir.

1º. Obtenção dos máximos esforços atuantes, a partir do modelo tridimensional

Inicialmente, buscou-se verificar as dimensões encontradas na etapa de pré-dimensionamento, apresentadas no Capítulo 4, de modo que a estrutura foi inteiramente modelada levando em conta as dimensões iniciais de vigas e pilares, e as espessuras atualizadas de lajes.

Com o modelo definido, a ferramenta computacional permite a identificação dos esforços atuantes sobre o elemento estrutural. Identificou-se, então, individualmente para cada viga, os valores máximos de esforços cortante e momento fletor. Nesta etapa, o objetivo era validar e definir as seções críticas, sendo suficiente a utilização dos máximos esforços de flexão e cisalhamento.

2º. Cálculo da Área de armadura necessária

Devido ao desconhecimento da armadura a ser empregada, foram fixados valores iniciais para altura útil em $h - 5\text{cm}$.

3°. Verificação dos valores de y e cálculo da armadura

Segundo a NBR6118:2014, item 14.6.4.3, as vigas devem possuir um adequado comportamento dútil, e para tanto, são estabelecidos limites máximos para a posição da linha neutra:

$$x/d \leq 0,45 \text{ para concreto com } f_{ck} \leq 50\text{MPa}$$

Em termos práticos, esta prescrição torna necessária a utilização de armadura de compressão, se a altura da linha neutra superar o limite máximo. Deste modo, quando da necessidade de armadura de compressão, a área de armadura é recalculada, fixando-se a linha neutra no valor máximo permitido.

4°. Cálculo da taxa de armadura

A NBR6118:2014, no item 17.3.5.2.4, prescreve que a totalidade da armadura colocada na viga — considerando armadura de tração e compressão —, não deve ser superior a 4% nas regiões sem emendas. Portando, como primeira verificação, buscou assumir taxas de armadura de, no máximo, 3%. Esta definição foi baseada em dois aspectos:

- A área de armadura calculada como necessária será menor que aquela efetivamente empregada, devido a necessidade de se utilizar os diâmetros comerciais de barras de aço disponíveis.
- Se tratando de uma primeira verificação de dimensões, é recorrente a necessidade de alterações nas seções, e, ainda que a viga em análise não seja alterada, modificações em vigas adjacentes a ela podem modificar a distribuição de esforços num geral, possibilitando que ela receba um maior aporte de carga.

5°. Definição dos diâmetros das barras

Busca-se, nos diâmetros comerciais existentes, uma configuração que gere a área de aço necessária, assumindo algumas premissas:

- Utilização de bitola máxima de 20mm: barras com diâmetro superior, de 25mm, possuem dificuldades de dobra e manuseio em obra, não sendo usual aplicá-las em edificações convencionais;
- Camadas com armadura uniforme
- Utilização de, no máximo, três camadas de armadura para vigas a partir de 14cm.

- Utilização de, no máximo, duas camadas de armadura para vigas de 12cm
- Consideração de espaçamento mínimo entre barras na face superior da viga em 4cm, buscando garantir as condições necessárias ao lançamento e adensamento do concreto;
- Respeitar os espaçamentos prescritos no Capítulo 18 da NBR6118:2014, e indicados em 9.2.2.
- Consideração de estribos simples de diâmetro 6,3mm, uma vez que a armadura de cisalhamento ainda não foi dimensionada

6º. Cálculo da altura útil real, a partir do arranjo de aço escolhido no item 5º e verificação da aceitação.

Havia-se assumido inicialmente, uma altura útil igual a $(h-5\text{cm})$. Com a definição do arranjo de armadura foi possível obter o valor real para este parâmetro e validar a área de armadura utilizada.

7º. Calcular a taxa de armadura final

A partir da área de armadura final, proveniente do conjunto de barras adotada, foi possível calcular a real taxa de armadura, estando sempre abaixo do limite de 4% da área da seção de concreto.

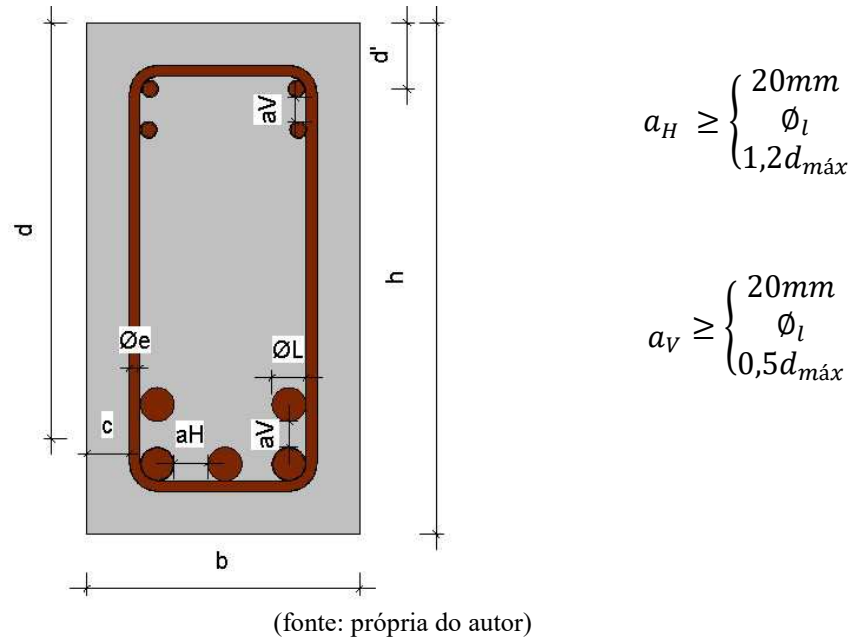
As vigas foram dimensionadas nos domínios 2 e domínio 3. No domínio 3 as propriedades do concreto e do aço são ambas bem aproveitadas, tendo-se um dimensionamento seguro e econômico, sendo que, sempre que possível, as vigas foram nele dimensionadas. Algumas vigas tiveram seu dimensionamento fixado ao domínio 2, domínio este configurado pelo superdimensionamento da seção de concreto, sendo antieconômico, ainda que seguro. As seções do domínio 2 foram necessárias, pois suas dimensões eram delimitadas por quesitos arquitetônicos e executivos, e não por necessidades estruturais.

9.2.2 Armadura Longitudinal: critérios de detalhamento

Os espaçamentos máximos adotados entre barras longitudinais são indicados pela NBR6118:2014 no Capítulo 18, e estão exemplificados na Figura 9.1.

O diâmetro máximo do agregado foi considerado em 1,6cm, de modo que, para todos os casos analisados os espaçamentos máximos horizontal e vertical foram de 2cm.

Figura 9.1 - Espaçamento entre barras longitudinais



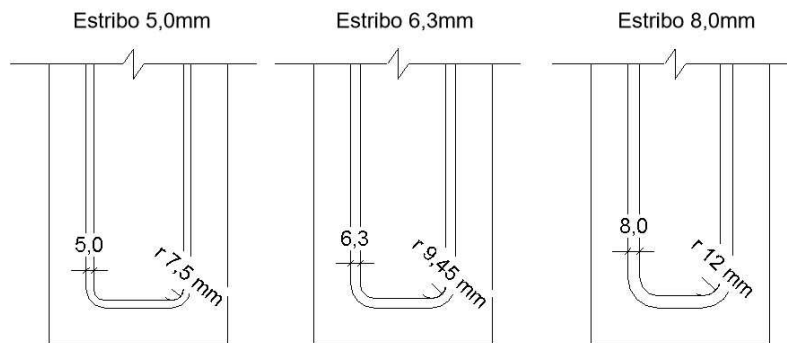
No item 9.4.6.1 da NBR6118:2014 são apresentados os valores para diâmetro interno da dobra dos estribos. As especificações estão apresentadas na Tabela 9.6 e ilustrados na Figura 9.2

Tabela 9.6 - Diâmetro interno da curvatura dos estribos

| Estribo [mm] | ϕ dobramento estribo | Diâmetro [mm] | Raio [mm] |
|--------------|---------------------------|---------------|-----------|
| 5,0 | $3\phi_e$ | 15,0 | 7,5 |
| 6,3 | $3\phi_e$ | 18,9 | 9,5 |
| 8,0 | $3\phi_e$ | 24,0 | 12,0 |

(fonte: própria do autor)

Figura 9.2 - raio de curvatura interna dos estribos



(fonte: própria do autor)

Unindo as informações de espaçamentos mínimos e raios de curvatura, foi possível elaborar a Tabela 9.7, a qual indica o número máximo de barras possível de ser acomodado em um nível de armadura, dependendo da largura da viga, do estribo utilizado e do diâmetro das barras.

Tabela 9.7 - Número de barras máximo por nível, para diferentes larguras, estribos e diâmetro de barras

| Largura [cm] | ϕ_e [mm] | $\phi_{L\text{máx}}$ [mm] | Nº máx barras por nível |
|-----------------|------------------|------------------------------|-------------------------------|
| 12 | 5,0 | 16 | 2 |
| 12 | 6,3 | 16 | 2 |
| 12 | 8,0 | 16 | 2 |
| 14 | 5,0 | 20 | 2 |
| 14 | 6,3 | 20 | 2 |
| 14 | 8,0 | 20 | 2 |
| 18 | 5,0 | 20 | 3 |
| 18 | 6,3 | 20 | 3 |
| 18 | 8,0 | 20 | 3 |
| 25 | 5,0 | 20 | 5 |
| 25 | 6,3 | 20 | 5 |
| 25 | 8,0 | 20 | 5 |

(fonte: própria do autor)

9.2.3 Armadura Longitudinal: resultados e análises

O processo de dimensionamento das vigas contou com uma sequência de verificações. Inicialmente, após a aplicação dos sete passos explicitados anteriormente, obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela 9.8. Nove, das vinte e uma vigas, apresentaram taxas de armadura muito altas, acima do limite de 4%, sendo necessário aumentar as seções de concreto. Dessas vigas, aquelas que tinham largura fixada em 12cm foram aumentadas para 14cm

Do restante das vigas, apenas as vigas V1, V8, V9 e V12 possuíam largura de 12cm. Destas, as vigas V1 e V9 só puderem ser solucionadas com a utilização de 3 camadas de armadura, número julgado excessivo pelas premissas adotadas em 9.2.1, sendo, portanto, aumentadas para 14cm. Com isso, preferiu-se aumentar a largura das vigas V8 e V12 para 14cm, padronizando a largura mínima empregada neste valor.

Em uma situação real de projeto esta solução deve ser debatida com o projetista arquitetônico e com a construtora responsável pelo empreendimento, de modo a alinhar as necessidades de ambos com as soluções estruturais.

As vigas da sacada, entretanto, foram mantidas com as seções de 12cm, por se tratarem de vigas pouco armadas — necessitam apenas da armadura mínima — e terem suas dimensões fixadas por questões arquitetônicas. Além disso, aumentar a largura destas vigas acabaria por aumentar a carga de peso próprio em uma sacada que já possui um balanço proeminente.

Os esforços solicitantes utilizados no dimensionamento das vigas estão apresentados no Apêndice G.

Tabela 9.8- Primeiro Resultado - Vigas com as seções do pré-dimensionamento

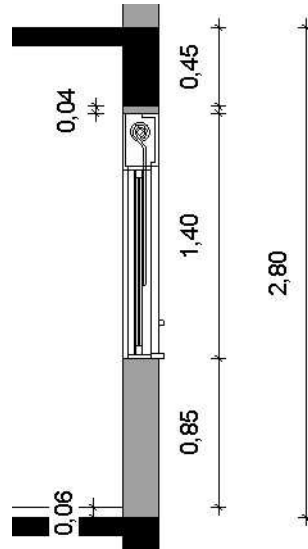
| VIGA | b cm | h cm | $A_{s\text{ mínimo}}$ | Armadura Tração | | Armadura de Tração e Compressão | | | Detalhamento | | | | |
|------|---------|---------|-----------------------|-----------------|-------|---------------------------------|-------|-------|--------------------------|-------|--------|------|-----------|
| | | | | A_s | Taxa | A_s' | A_c | Taxa | As | | As' | | Taxa real |
| V1 | 12 | 40 | 0,85 | | | 3,25 | 11,09 | 2,99% | 3x 2φ16 | 12,06 | 2φ16 | 4,02 | 3,35% |
| V2 | 12 | 40 | 0,85 | 0,02 | 0,00% | | | | 2x φ8 | 1,01 | | | 0,21% |
| V3 | 14 | 40 | 1,00 | | | 1,67 | 11,41 | 2,34% | 2x 2φ20 | 12,57 | 2φ12,5 | 2,45 | 2,68% |
| V4 | 14 | 40 | 1,00 | | | 1,06 | 10,81 | 2,12% | 2x 2φ20 | 12,57 | 2φ10 | 1,57 | 2,53% |
| V5 | 12 | 40 | 0,85 | | | 11,54 | 19,99 | 6,57% | Taxa de armadura elevada | | | | |
| V6 | 12 | 40 | 0,85 | 0,03 | 0,01% | | | | 2x φ8 | 1,01 | | | 0,21% |
| V7 | 12 | 25 | 0,53 | | | 3,03 | 7,68 | 3,57% | 2x 2φ16 | 8,04 | 2φ16 | 4,02 | 4,02% |
| V8 | 12 | 35 | 0,75 | 5,24 | 1,25% | | | | 1x 2φ16 + 1x 2φ12,5 | 6,47 | | | 1,54% |
| V9 | 12 | 40 | 0,85 | | | 2,02 | 10,00 | 2,50% | 2x 2φ16 + 1x 2φ12,5 | 10,49 | 2φ12,5 | 2,45 | 2,70% |
| V10 | 12 | 30 | 0,64 | | | 8,26 | 14,29 | 6,26% | Taxa de armadura elevada | | | | |
| V11 | 14 | 40 | 1,00 | 2,11 | 0,38% | | | | 2φ12,5 | 2,45 | | | 0,44% |
| V12 | 12 | 40 | 0,85 | 6,09 | 1,27% | | | | 1x 2φ16 + 1x 2φ12,5 | 6,47 | | | 1,35% |
| V13 | 14 | 30 | 0,75 | | | 11,29 | 18,32 | 7,05% | Taxa de armadura elevada | | | | |
| V14 | 14 | 40 | 1,00 | | | 1,42 | 11,16 | 2,25% | 2x 2φ20 | 12,57 | 2φ10 | 1,57 | 2,53% |
| V15 | 12 | 40 | 0,85 | | | 15,25 | 23,69 | 8,11% | Taxa de armadura elevada | | | | |
| V16 | 14 | 40 | 1,00 | | | 15,92 | 25,77 | 7,45% | Taxa de armadura elevada | | | | |
| V17 | 14 | 40 | 1,00 | | | 6,63 | 16,48 | 4,13% | Taxa de armadura elevada | | | | |
| V18 | 12 | 40 | 0,85 | 0,45 | 0,09% | | | | 2x φ8 | 1,01 | | | 0,21% |
| V19 | 12 | 40 | 0,85 | | | 5,41 | 13,85 | 4,01% | Taxa de armadura elevada | | | | |
| V20 | 12 | 25 | 0,53 | | | 5,57 | 10,06 | 5,21% | Taxa de armadura elevada | | | | |
| V21 | 14 | 25 | 0,62 | 1,96 | 0,56% | | | | 2φ12,5 | 2,45 | | | 0,70% |

(fonte: própria do autor)

Para as vigas que tiveram suas seções reprovadas, verificou-se — para os momentos fletores iniciais — novas possibilidades de dimensões, satisfazendo os limites de taxa de armadura. Importante pontuar que, por se tratar de uma estrutura hiperestática, no momento em que alguma seção é alterada, os esforços serão redistribuídos de maneira geral, modificando outras vigas, e não apenas a viga que teve sua geometria modificada. Deste modo, procurou-se assumir seções que gerassem taxas de armadura em torno de 3%, já que todas as vigas seriam reavaliadas com as novas seções, novas cargas de peso próprio e nova distribuição de esforços. As seções propostas foram pautadas nas considerações apresentadas na sequência.

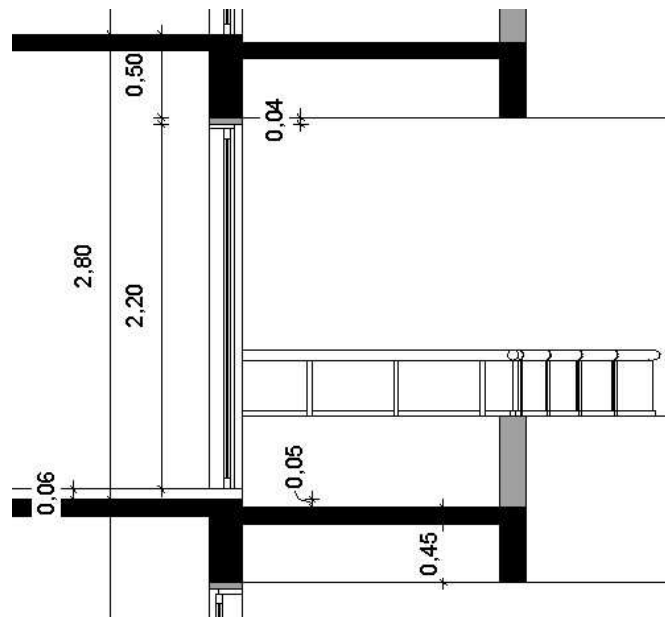
- Vigas de bordo: para a definição da altura destas vigas, elaborou-se o detalhe apresentado na Figura 9.3. A altura destas vigas foi fixada em 45cm, valor resultante de necessidades arquitetônicas, como peitoril igual a 85cm, e de questões construtivas, como contrapiso+piso em 6cm, e folga para instalação da esquadria, em 4cm na face superior.
- Vigas da sacada: as vigas de bordo da sacada — V2, V6 e V18 — possuem sua altura vinculada à altura das vigas V3 e V5, para melhor acabamento arquitetônico do conjunto. Devido a necessidade de aumentar a seção da viga V5 para resistir aos esforços solicitantes, as vigas dependentes também tiveram sua altura modificada, adotando-se a altura de 45cm. A viga V17 teve sua altura fixada em 50cm, para compor a região da sacada, contemplando o desnível previsto de 5cm, conforme ilustrado na Figura 9.4.
- A viga V15 necessitava de um aumento expressivo de seção para resistir aos esforços solicitantes. Devido a isso, buscou-se definir a máxima altura possível para esta viga, mantendo a premissa de seção constante. Ao longo de todo seu comprimento, a situação mais desfavorável de pé direito é no vão entre a cozinha e a sala, onde deve-se manter uma passagem livre de 2,20m. A partir desta limitação, definiu-se a altura como 50cm, conforme ilustrado na Figura 9.5.

Figura 9.3 - Corte esquemático - Altura vigas de bordo



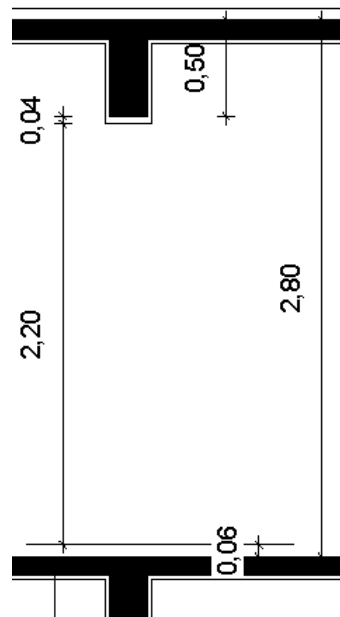
(fonte: própria do autor)

Figura 9.4 - Corte esquemático - altura vigas sacada



(fonte: própria do autor)

Figura 9.5 - Corte esquemático: altura vigas com vão livre



(fonte: própria do autor)

Foram necessárias análises intermediárias nas seções das vigas, contanto com o processo iterativo de verificar seções, propor novas dimensões para aquelas com altas taxas de armadura, rodar o modelo tridimensional com as novas medidas e realizar nova verificação. A Tabela 9.9 apresenta os resultados finais obtidos, com seções que satisfazem as necessidades estruturais de todas as vigas envolvidas.

Cabe ressaltar aqui que as vigas V5, V15 e V16 tiveram sua largura aumentada para além dos 14cm previstos inicialmente. Uma viga de 14cm é facilmente embutida em uma parede com blocos de 14cm, o que é interessante do ponto de vista arquitetônico, pois evita a criação de dentes ou detalhes para escondê-la. Este resultado gera impactos arquitetônicos que, em uma situação real de projeto, devem ser discutidos com o projetista arquitetônico e com os demais interessados no empreendimento. Não é escopo deste trabalho propor modificações no layout arquitetônico e nem modificar o lançamento preliminar dos elementos estruturais, de modo que as vigas V5, V15 e V16, ainda que estejam com dimensões expressivas, serão mantidas.

As seções obtidas para vigas resultaram exclusivamente da verificação frente ao estado limite último, porém, poderiam ter sido obtidas áreas superiores de seção, principalmente para as vigas em balanço, se a verificação das deformações nas vigas tivesse sido incluída nas premissas do trabalho.

Tabela 9.9 – Dimensionamento de seções e armadura longitudinal para a seção crítica

| VIGA | b cm | h cm | A _s mínimo cm ² | Armadura Tração | | Armadura de Tração e Compressão | | | Detalhamento | | | | |
|------|---------|---------|--|-----------------|-------|---------------------------------|----------------|-------|-------------------------------|------------------|-----------|------|-------|
| | | | | A _s | Taxa | A _s ' | A _s | TAXA | A _s | A _s ' | Taxa real | | |
| V1 | 14 | 45 | 1,12 | 8,08 | 1,28% | | | | 1x 2φ20 + 1x 2φ12,5 | 8,73 | | | 1,39% |
| V2 | 12 | 45 | 0,96 | 0,02 | 0,00% | | | | 2x φ8 | 1,01 | | | 0,19% |
| V3 | 14 | 45 | 1,12 | 8,25 | 1,31% | | | | 1x 2φ20 + 1x 2φ12,5 | 8,73 | | | 1,39% |
| V4 | 14 | 45 | 1,12 | 6,79 | 1,08% | | | | 2x 2φ16 | 8,04 | | | 1,28% |
| V5 | 18 | 45 | 1,44 | | | 5,56 | 19,33 | 3,07% | 1x3φ20 + 1x2φ20 + 1x2φ16 | 19,72 | 1x2φ20 | 6,28 | 3,21% |
| V6 | 12 | 45 | 0,96 | 0,01 | 0,00% | | | | 2x φ8 | 1,01 | | | 0,19% |
| V7 | 14 | 30 | 0,75 | | | 0,63 | 7,47 | 1,93% | 2x 2φ16 | 8,04 | 2φ8 | 1,01 | 2,15% |
| V8 | 14 | 35 | 0,87 | 6,47 | 1,32% | | | | 1x 2φ16 + 1x 2φ12,5 | 6,47 | | | 1,32% |
| V9 | 14 | 45 | 1,12 | 7,54 | 1,20% | | | | 2x 2φ16 | 8,04 | | | 1,28% |
| V10 | 14 | 40 | 1,00 | | | 0,55 | 10,23 | 1,92% | 1x 2φ20 + 1x 2φ16 | 10,3 | 2φ8 | 1,01 | 2,02% |
| V11 | 14 | 45 | 1,12 | 2,47 | 0,39% | | | | 2φ16 | 4,02 | | | 0,64% |
| V12 | 14 | 45 | 1,12 | 5,20 | 0,83% | | | | 1x 2φ16 + 1x 2φ12,5 | 6,47 | | | 1,03% |
| V13 | 14 | 45 | 1,12 | | | 0,81 | 11,76 | 2,00% | 2x 2φ20 | 12,56 | 2φ8 | 1,01 | 2,15% |
| V14 | 14 | 45 | 1,12 | 6,21 | 0,99% | | | | 2φ20 | 6,28 | | | 1,00% |
| V15 | 25 | 50 | 2,23 | | | 7,70 | 29,06 | 2,94% | 1x 5φ20 + 2x 2φ20 + 1x 2φ12,5 | 30,72 | 1x3φ20 | 9,42 | 3,21% |
| V16 | 25 | 45 | 2,00 | | | 7,74 | 26,94 | 3,08% | 1x 5φ20 + 2x 2φ20 | 28,27 | 1x3φ20 | 9,42 | 3,35% |
| V17 | 14 | 50 | 1,25 | 11,97 | 1,71% | | | | 2x 2φ20 | 12,56 | | | 1,79% |
| V18 | 12 | 45 | 0,96 | 0,37 | 0,07% | | | | 2x φ8 | 1,01 | | | 0,19% |
| V19 | 14 | 45 | 1,12 | 9,50 | 1,51% | | | | 1x 2φ20 + 1x 2φ16 | 10,3 | | | 1,63% |
| V20 | 14 | 30 | 0,75 | 5,85 | 1,39% | | | | 1x 2φ16 + 1x 2φ12,5 | 6,47 | | | 1,54% |
| V21 | 14 | 25 | 0,62 | 1,79 | 0,51% | | | | 2φ12,5 | 2,45 | | | 0,70% |

(fonte: própria do autor)

9.2.4 Armadura Transversal

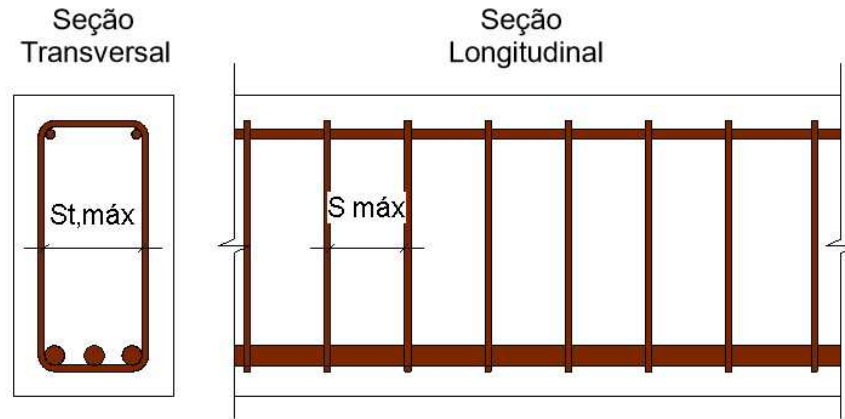
A armadura transversal foi calculada para o pior cenário, ou seja, para o valor máximo de V_{sd} presente ao longo da viga, de modo a permitir a validação das seções das vigas.

Para o cálculo da armadura transversal, adotou-se a metodologia de cálculo disponível no item 17.4.2 da NBR6118:2014, considerando o modelo de cálculo I. O dimensionamento se deu pela verificação da inexistência de esmagamento do concreto, e pela obediência dos critérios de espaçamentos máximos (item 18.3.3.2 da NBR6118:2014).

A norma indica ainda que o diâmetro mínimo empregado em estribos deve ser igual a 5mm, e não exceder 1/10 da alma da viga. Como espaçamento mínimo, ainda que não se tenham valores

fixos determinados na normativa, não foram aplicadas soluções com espaçamento menor do que 10cm.

Figura 9.6 -Espaçamentos máximos



(fonte: própria do autor)

Tabela 9.10 - Armadura transversal para o maior esforço cortante na seção

| VIGA | b | h | A_{sw}/s | A_{sw}/s_{min} | $S_{máx}$ | $S_{t,máx}$ | $S_{t,adotado}$ | $A_{sw}/s_{adotado}$ | |
|------|----|----|--------------------|--------------------|-----------|-------------|-----------------|----------------------|--------------------|
| | cm | cm | cm ² /m | cm ² /m | cm | cm | cm | | cm ² /m |
| V1 | 14 | 45 | 0,90 | 2,26 | 24 | 40 | 8 | φ5c/17 | 2,31 |
| V2 | 12 | 45 | - | 1,94 | 25 | 41 | 6 | φ5c/20 | 1,96 |
| V3 | 14 | 45 | 0,86 | 2,26 | 24 | 40 | 8 | φ5c/17 | 2,31 |
| V4 | 14 | 45 | 1,32 | 2,26 | 24 | 39 | 8 | φ5c/17 | 2,31 |
| V5 | 18 | 45 | 5,90 | 2,91 | 23 | 23 | 12 | φ6,3c/10 | 6,23 |
| V6 | 12 | 45 | - | 1,94 | 23 | 38 | 6 | φ5c/20 | 1,96 |
| V7 | 14 | 30 | 3,04 | 2,26 | 15 | 15 | 8 | φ5c/12 | 3,27 |
| V8 | 14 | 35 | 3,17 | 2,26 | 18 | 18 | 8 | φ5c/12 | 3,27 |
| V9 | 14 | 45 | 3,98 | 2,26 | 21 | 21 | 8 | φ6,3c/15 | 4,16 |
| V10 | 14 | 40 | 2,78 | 2,26 | 21 | 21 | 8 | φ5c/14 | 2,8 |
| V11 | 14 | 45 | - | 2,26 | 22 | 36 | 8 | φ5c/17 | 2,31 |
| V12 | 14 | 45 | 1,42 | 2,26 | 21 | 35 | 8 | φ5c/17 | 2,31 |
| V13 | 14 | 45 | 3,78 | 2,26 | 23 | 23 | 8 | φ6,3c/16 | 3,9 |
| V14 | 14 | 45 | 1,18 | 2,26 | 21 | 34 | 8 | φ5c/17 | 2,31 |
| V15 | 25 | 50 | 6,37 | 4,04 | 25 | 25 | 18 | φ8,0c/15 | 6,7 |
| V16 | 25 | 45 | 4,54 | 4,04 | 23 | 23 | 19 | φ6,3c/13 | 4,8 |
| V17 | 14 | 50 | 1,60 | 2,26 | 26 | 26 | 8 | φ5c/17 | 2,31 |
| V18 | 12 | 45 | - | 1,94 | 25 | 41 | 6 | φ5c/20 | 1,96 |
| V20 | 14 | 30 | 2,22 | 2,26 | 15 | 15 | 8 | φ5c/15 | 2,62 |
| V21 | 14 | 25 | 2,59 | 2,26 | 13 | 13 | 8 | φ5c/13 | 3,02 |

(fonte: própria do autor)

9.3 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

9.3.1 Armadura Longitudinal: metodologia e premissas

Após a definição das seções das vigas, atualizou-se o método de pórtico espacial com as referidas seções, e pode-se avaliar os esforços solicitantes nos pilares, que foram inicialmente considerados com suas dimensões de pré-dimensionamento.

De modo análogo ao feito para as vigas, verificou-se em três dos dezesseis pilares existentes, em qual dos pavimentos as solicitações eram maiores, com a finalidade de reduzir a carga de trabalho. Elenca-se, porém, que em uma situação real de projeto, todos os tramos de todos os pilares devem ser avaliados, buscando definir para cada pilar e cada tramo, individualmente, os esforços críticos de projeto. Com a referida análise, constatou-se que o andar com os maiores esforços é, como esperado, o pavimento térreo, e, portanto, as análises que seguiram foram inteiramente focadas neste pavimento.

Para os efeitos deste projeto, considerou-se seções constantes, sem variação ao longo da altura do edifício, ainda que esta consideração não seja usual para edifícios a partir de 10 pavimentos, como é o caso deste trabalho.

Os passos adotados para a verificação e definição das seções e sua armadura foram os apresentados na sequência.

1º Verificação dos momentos devido à excentricidade

Conforme explicitado no item 8.1 a modelagem tridimensional não considerou as excentricidades de forma geradas pelo desalinhamento entre eixos de vigas e pilares. Esta excentricidade foi levada em conta no dimensionamento dos pilares, com a consideração de um momento adicional gerado reação de apoio da viga multiplicado pela excentricidade entre eixos.

Cabe salientar que tal momento só foi incluído na análise nos casos em que agia a favor da segurança, aumentando o momento solicitante de cálculo. Nos casos em que agia diminuindo o momento solicitante, ele foi desconsiderado.

2º Identificação dos esforços solicitantes de primeira ordem

Para os pilares, não foi considerada a situação de envoltória fornecida diretamente pelo software de análise, uma vez que, ao considerar a situação máxima de esforços dentre todas as combinações, estar-se-ia considerando a sobreposição dos efeitos, pois a envoltória fornece o maior momento no topo e o maior momento na base, para cada uma das direções, sendo que tais valores podem ocorrer em combinações diferentes, ou seja, podem não agir simultaneamente no pilar.

Buscou-se, dentro das 12 combinações analisadas, aquelas combinações críticas, ou seja, as que forneciam — para cada uma das duas direções — os maiores esforços normais, juntamente aos maiores momentos quando os valores no topo e na base tracionavam a mesma face, e os maiores momentos quando tracionavam faces opostas.

Deste modo, para cada pilar analisado, variava-se o número de combinações analisadas, de acordo com a quantidade de combinações críticas identificadas.

3º Cálculo dos momentos totais, de primeira e segunda ordem

O dimensionamento dos pilares foi pautado pelas prescrições do item 15.8 da NBR6118:2014, aplicáveis a elementos isolados, com seção e armadura constantes, submetidos a flexo-compressão.

Os momentos de primeira ordem foram obtidos diretamente do modelo tridimensional, sendo os momentos na base e no topo, nas direções x e y.

Para o cálculo dos esforços de segunda ordem, aplicou-se o método aproximado do pilar padrão, válidos para pilares com esbeltez menor ou igual a 90.

4º Verificação da aceitação das dimensões da seção, a partir de análise da taxa de armadura

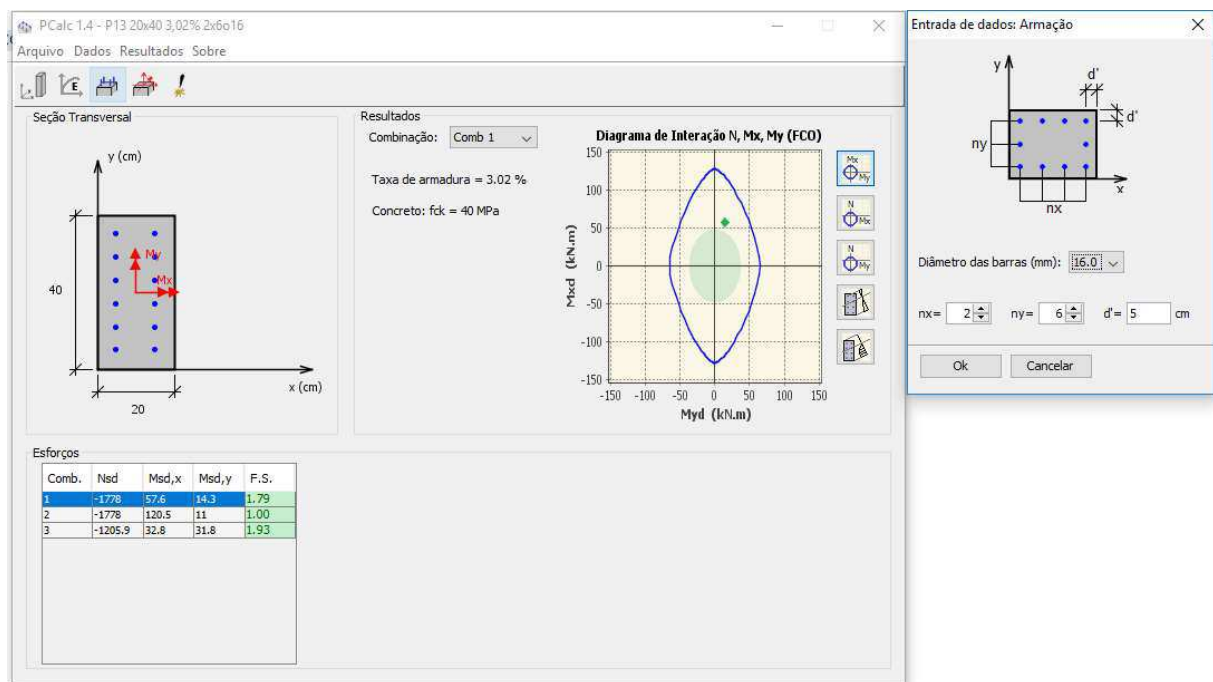
Com os momentos totais definidos para ambas as direções, a verificação foi realizada para três seções: as extremidades superior e inferior, e a seção intermediária.

O item 17.3.5.3 da NBR6118:2014 define as taxas de armadura mínimas e máximas para pilares, sendo a mínima igual a 0,4% da seção de concreto, e a máxima 8%. Para a taxa de

armadura máxima, deve-se considerar a área de emendas de barras dentro do limite de 8%, portanto, em termos práticos, a área de armadura na seção dimensionada, fora das regiões de emenda, deve atingir um máximo de 4% do da área de concreto.

Para esta verificação, fez-se uso do programa computacional Pcalc!, onde foi possível inserir as informações de resistência do concreto, resistência do aço, informações geométricas da seção e dos esforços solicitantes para as três seções analisadas. Foi necessário realizar tentativas sequenciais, com diferentes arranjos de armaduras, até obter uma configuração na qual a envoltória resistente englobava a envoltória solicitante para todas as combinações de esforços inseridas. A Figura 9.7 ilustra a interface do programa e modo de apresentar o resultado.

Figura 9.7 - Interface do programa Pcalc! para dimensionamento de pilares



(fonte: adaptada do programa Pcalc!)

9.3.2 Armadura Longitudinal: critérios de detalhamento

O item 18.4.2 da NBR6118:2014 indica as prescrições a serem seguidas para o detalhamento das armaduras longitudinais dos pilares. Quanto ao diâmetro das barras, elenca-se:

$$10\text{mm} \leq \phi_1 \leq 1/8 b$$

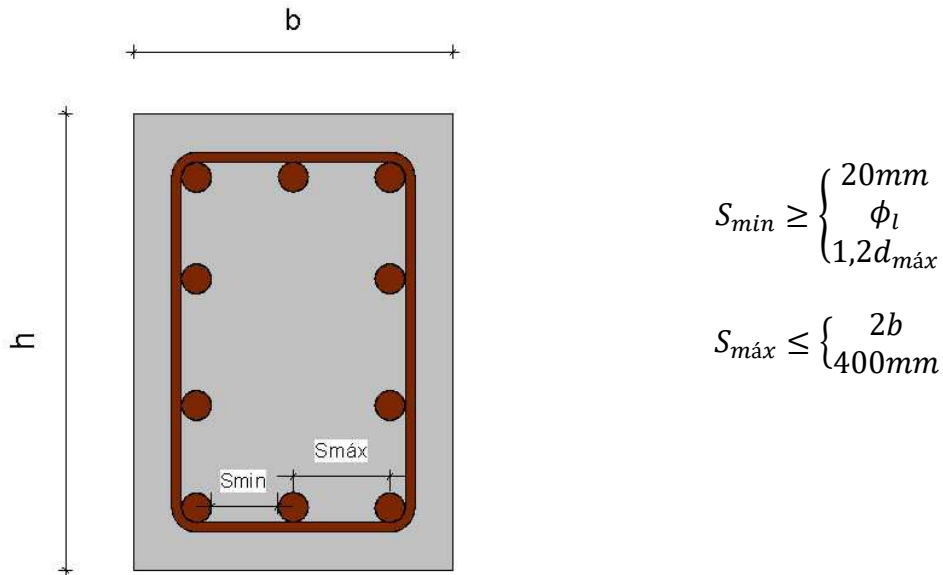
Sendo,

ϕ_1 : diâmetro das barras longitudinais

b: menor dimensão da transversal

A Figura 9.8 traduz os limites para o espaçamento entre barras.

Figura 9.8 - Espaços entre barras longitudinais



(fonte: própria do autor)

9.3.3 Armadura transversal

A armadura transversal, que deve ser colocada ao longo da altura do pilar é composta por estribos e, em alguns casos, por ganchos suplementares.

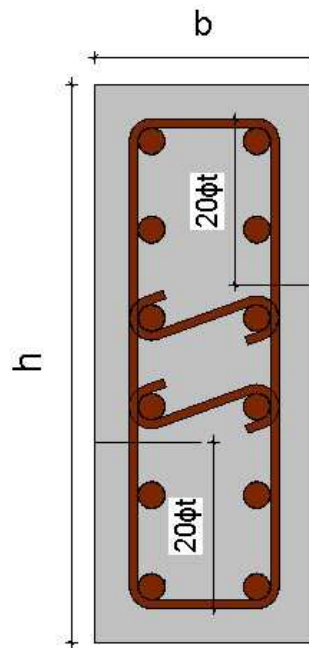
Para os estribos, a NBR6118:2014 indicadas as dimensões e espaçamentos limites para permitir o posicionamento das barras longitudinais e impedir a flambagem no item 18.4.3, sendo:

$$\phi_e \geq \begin{cases} 5mm \\ 1/4 \phi_l \end{cases}$$

$$S_{máx} \leq \begin{cases} 200mm \\ b \\ 12\phi_l \end{cases}$$

Os estribos são capazes de impedir a flambagem das barras até uma distância de $20\phi_t$ a partir da extremidade externa do estribo, para um máximo de 3 barras por face. Para barras que estiverem posicionadas além da distância de $20\phi_t$, deverão ser empregados estribos complementares.

Figura 9.9 - Estribos suplementares em pilares



(fonte: própria do autor)

9.3.4 Armadura longitudinal: análises e resultados

A sequência de 4 passos indicada em 9.3.1 teve necessidade de ser repetida a cada modificação nas seções.

Inicialmente, foi feita uma verificação para as dimensões de seção previstas no pré-dimensionamento. A Tabela 9.11 ilustra os resultados obtidos. A partir destes resultados se verificou que sete pilares apresentaram a necessidade de armadura mínima, e nenhum deles superou a taxa de armadura limite de 4%. Os pilares P14 e P16 tiveram as maiores taxas de armadura, ainda que dentro da taxa aceitável.

Os resultados permitiram, então, a adoção de novas seções, e nova etapa de análise no modelo tridimensional.

Na etapa de pré-dimensionamento as seções dos pilares haviam sido definidas com números exatos de cálculo, considerando, na maioria dos casos, a menor dimensão igual a 19cm e a segunda dimensão definida a partir de área necessária calculada. Com isso, os valores iniciais não apresentavam números práticos para aplicação e execução. Sendo assim, as novas seções propostas foram pautadas pela redução de dimensões exageradas ao dimensionamento, e na homogeneidade e praticidade das medidas. A menor dimensão dos pilares foi fixada em 20cm,

e a outra dimensão foi definida a partir de múltiplos de 5cm, com exceção do pilar P4, que tem sua maior dimensão fixada por questões arquitetônicas.

Os resultados para a primeira modificação de seções estão apresentados na Tabela 9.12. As novas seções foram inseridas no modelo de cálculo tridimensional, identificaram-se os esforços para todos os pilares e verificaram-se as seções com o uso do programa Pcalc!. A reanálise é fundamental mesmo naqueles pilares que tiveram sua geometria não alterada, assim como ocorreu com as vigas, por se tratar de uma estrutura hiperestática, a redução de determinada seção pode acarretar na transferência de parte dos esforços que nela atuavam para um pilar adjacente. E esta é uma das vantagens que se têm ao fazer uso de um modelo de pórtico espacial, a relativa facilidade em alterar dimensões de seções e obter seus esforços redistribuídos.

Os resultados de taxa de armadura obtidos na primeira alteração de seções, com exceções daquelas já possuídas de dimensões mínimas, como P1, P10 e P12, e aquelas que apresentaram taxas superiores a 3%, como P15 e P16, demonstram que os pilares poderiam ser verificados para seções ainda menores, otimizando a ocupação dos elementos na planta e aumentando a taxa de armadura. Deste modo, foi feita nova redução em algumas seções, e os resultados estão apresentados na Tabela 9.13.

A segunda modificação de seções resultou em seções dentro dos limites de taxa de armadura máxima. Para os pilares que necessitavam de armadura mínima, P10 e P12, foram previstas 4 barras de 10mm — diâmetro mínimo permitido —, ainda que isto resultasse em uma área de armadura superior aos 0,4% de taxa mínima. Os resultados da Tabela 9.13 representam o dimensionamento dos pilares para resistir às cargas verticais e horizontais de vento, mas sem levar em consideração a estabilidade global da edificação.

Os esforços solicitantes utilizados no dimensionamento dos pilares estão apresentados no Apêndice G.

Tabela 9.11 - Dimensionamento Pilares: seções pré-dimensionamento

| Pilar | Seção | | Armadura Longitudinal | | | | | | | Arm. Transversal | | |
|-------|-------|-------|-----------------------|-------------|----------------|-----------|-----------|----------|----------|------------------|----------|------------|
| | h_x | h_y | Nº ϕ_x | Nº ϕ_y | Armadura | S_{min} | S_{max} | S_{hx} | S_{hy} | Taxa | ϕ_t | S_{tmax} |
| | [cm] | [cm] | | | | [cm] | [cm] | [cm] | [cm] | | [mm] | [cm] |
| P1 | 19 | 19 | 2 | 2 | 4 ϕ 16 | 2 | 38 | 9,8 | 9,8 | 2,23% | 5,0 | 19 |
| P2 | 19 | 51 | 2 | 4 | 4 ϕ 12,5 | 2 | 38 | 10,5 | 13,3 | 0,50% | 5,0 | 15 |
| P3 | 53 | 19 | 3 | 2 | 6 ϕ 10 | 2 | 38 | 22,0 | 11,0 | 0,47% | 5,0 | 12 |
| P4 | 19 | 64 | 2 | 4 | 8 ϕ 16 | 2 | 38 | 9,8 | 17,2 | 1,32% | 5,0 | 19 |
| P5 | 70 | 25 | 5 | 2 | 10 ϕ 10 | 2 | 40 | 14,8 | 17,0 | 0,47% | 5,0 | 12 |
| P6 | 19 | 34 | 2 | 2 | 4 ϕ 10 | 2 | 38 | 11,0 | 26,0 | 0,49% | 5,0 | 12 |
| P7 | 20 | 70 | 2 | 4 | 8 ϕ 12,5 | 2 | 40 | 11,5 | 19,7 | 0,70% | 5,0 | 15 |
| P8 | 74 | 30 | 7 | 2 | 14 ϕ 12,5 | 2 | 40 | 9,9 | 21,5 | 0,77% | 5,0 | 15 |
| P9 | 90 | 25 | 6 | 2 | 12 ϕ 16 | 2 | 40 | 14,9 | 15,8 | 1,07% | 5,0 | 19 |
| P10 | 19 | 19 | 2 | 2 | 4 ϕ 10 | 2 | 38 | 11,0 | 11,0 | 0,87% | 5,0 | 12 |
| P11 | 19 | 43 | 2 | 3 | 6 ϕ 10 | 2 | 38 | 11,0 | 17,0 | 0,58% | 5,0 | 12 |
| P12 | 19 | 19 | 2 | 2 | 4 ϕ 10 | 2 | 38 | 11,0 | 11,0 | 0,87% | 5,0 | 12 |
| P13 | 19 | 52 | 2 | 3 | 6 ϕ 10 | 2 | 38 | 11,0 | 21,5 | 0,48% | 5,0 | 12 |
| P14 | 19 | 32 | 4 | 4 | 8 ϕ 16 | 2 | 38 | 2,2 | 6,5 | 3,97% | 5,0 | 19 |
| P15 | 35 | 68 | 6 | 9 | 26 ϕ 16 | 2 | 40 | 3,9 | 6,0 | 2,20% | 5,0 | 19 |
| P16 | 20 | 69 | 4 | 11 | 26 ϕ 16 | 2 | 40 | 2,5 | 4,5 | 3,79% | 5,0 | 19 |

(fonte: própria do autor)

Tabela 9.12 - Dimensionamento Pilares: após primeira modificação de seções

| Pilar | Seção | | Armadura Longitudinal | | | | | | | Arm. Transversal | | |
|-------|-------|-------|-----------------------|-------------|---------------|-----------|-----------|----------|----------|------------------|----------|------------|
| | h_x | h_y | Nº ϕ_x | Nº ϕ_y | Armadura | S_{min} | S_{max} | S_{hx} | S_{hy} | Taxa | ϕ_t | S_{tmax} |
| | [cm] | [cm] | | | | [cm] | [cm] | [cm] | [cm] | | [mm] | [cm] |
| P1 | 20 | 20 | 2 | 3 | 6 ϕ 16 | 2 | 40 | 10,8 | 4,6 | 3,02% | 5,0 | 19 |
| P2 | 20 | 40 | 2 | 4 | 8 ϕ 16 | 2 | 40 | 10,8 | 9,2 | 2,01% | 5,0 | 19 |
| P3 | 40 | 20 | 2 | 2 | 4 ϕ 16 | 2 | 40 | 30,8 | 10,8 | 1,01% | 5,0 | 19 |
| P4 | 20 | 64 | 2 | 5 | 10 ϕ 16 | 2 | 40 | 10,8 | 12,5 | 1,57% | 5,0 | 19 |
| P5 | 50 | 25 | 3 | 2 | 6 ϕ 12,5 | 2 | 40 | 20,1 | 16,5 | 0,59% | 5,0 | 15 |
| P6 | 20 | 25 | 2 | 2 | 4 ϕ 16 | 2 | 40 | 10,8 | 15,8 | 1,61% | 5,0 | 19 |
| P7 | 20 | 60 | 2 | 5 | 10 ϕ 16 | 2 | 40 | 10,8 | 11,5 | 1,68% | 5,0 | 19 |
| P8 | 70 | 25 | 8 | 3 | 18 ϕ 16 | 2 | 40 | 7,3 | 7,1 | 2,07% | 5,0 | 19 |
| P9 | 80 | 25 | 8 | 3 | 18 ϕ 16 | 2 | 40 | 8,7 | 7,1 | 1,81% | 5,0 | 19 |
| P10 | 20 | 20 | 2 | 2 | 4 ϕ 10 | 2 | 40 | 12,0 | 12,0 | 0,79% | 5,0 | 12 |
| P11 | 20 | 35 | 2 | 2 | 4 ϕ 16 | 2 | 40 | 10,8 | 25,8 | 1,15% | 5,0 | 19 |
| P12 | 20 | 20 | 2 | 2 | 4 ϕ 10 | 2 | 40 | 12,0 | 12,0 | 0,79% | 5,0 | 12 |
| P13 | 20 | 40 | 2 | 2 | 4 ϕ 16 | 2 | 40 | 10,8 | 30,8 | 1,01% | 5,0 | 19 |
| P14 | 20 | 35 | 2 | 2 | 10 ϕ 16 | 2 | 40 | 10,8 | 25,8 | 2,87% | 5,0 | 19 |
| P15 | 30 | 70 | 6 | 12 | 32 ϕ 16 | 2 | 40 | 2,4 | 3,6 | 3,06% | 5,0 | 20 |
| P16 | 25 | 70 | 5 | 12 | 30 ϕ 16 | 2 | 40 | 2,3 | 3,6 | 3,45% | 5,0 | 20 |

(fonte: própria do autor)

Tabela 9.13 - Dimensionamento Pilares: após segunda modificação de seções

| Pilar | Seção | | Armadura Longitudinal | | | | | | | | Arm. Transversal | |
|-------|-------|-------|-----------------------|-------------|--------------|-----------|-----------|----------|----------|-------|------------------|------------|
| | h_x | h_y | Nº ϕ_x | Nº ϕ_y | Armadura | S_{min} | S_{max} | S_{hx} | S_{hy} | Taxa | ϕ_t | S_{tmax} |
| | [cm] | [cm] | | | | [cm] | [cm] | [cm] | [cm] | | [mm] | [cm] |
| P1 | 20 | 20 | 2 | 3 | 6 ϕ 16 | 2 | 40 | 10,8 | 4,6 | 3,02% | 5,0 | 19 |
| P2 | 20 | 35 | 2 | 5 | 10 ϕ 16 | 2 | 40 | 10,8 | 5,3 | 2,87% | 5,0 | 19 |
| P3 | 30 | 20 | 4 | 3 | 10 ϕ 16 | 2 | 40 | 5,9 | 4,6 | 3,35% | 5,0 | 19 |
| P4 | 20 | 64 | 2 | 7 | 14 ϕ 16 | 2 | 40 | 10,8 | 7,8 | 2,20% | 5,0 | 19 |
| P5 | 40 | 20 | 7 | 2 | 14 ϕ 16 | 2 | 40 | 3,8 | 10,8 | 3,52% | 5,0 | 19 |
| P6 | 20 | 20 | 3 | 2 | 6 ϕ 16 | 2 | 40 | 4,6 | 10,8 | 3,02% | 5,0 | 19 |
| P7 | 20 | 50 | 2 | 8 | 16 ϕ 16 | 2 | 40 | 10,8 | 4,5 | 3,22% | 5,0 | 19 |
| P8 | 60 | 25 | 11 | 3 | 24 ϕ 16 | 2 | 40 | 3,6 | 7,1 | 3,22% | 5,0 | 19 |
| P9 | 80 | 20 | 15 | 2 | 30 ϕ 16 | 2 | 40 | 3,6 | 10,8 | 3,77% | 5,0 | 19 |
| P10 | 20 | 20 | 2 | 2 | 4 ϕ 10 | 2 | 40 | 12,0 | 12,0 | 0,79% | 5,0 | 12 |
| P11 | 20 | 30 | 2 | 4 | 6 ϕ 16 | 2 | 40 | 10,8 | 5,9 | 2,68% | 5,0 | 19 |
| P12 | 20 | 20 | 2 | 2 | 4 ϕ 10 | 2 | 40 | 12,0 | 12,0 | 0,79% | 5,0 | 12 |
| P13 | 20 | 35 | 2 | 5 | 10 ϕ 16 | 2 | 40 | 10,8 | 5,3 | 2,87% | 5,0 | 19 |
| P14 | 20 | 35 | 2 | 5 | 10 ϕ 16 | 2 | 40 | 10,8 | 5,3 | 2,87% | 5,0 | 19 |
| P15 | 30 | 70 | 4 | 11 | 26 ϕ 20 | 2 | 40 | 5,3 | 4,2 | 3,89% | 5,0 | 20 |
| P16 | 25 | 70 | 4 | 8 | 20 ϕ 20 | 2 | 40 | 3,7 | 6,9 | 3,59% | 5,0 | 20 |

(fonte: própria do autor)

10 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA E DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS MÁXIMOS

Ao analisar o equilíbrio de uma estrutura na sua configuração geométrica inicial, se está considerando apenas a ação dos efeitos de primeira ordem, porém, ao analisá-la na sua condição deformada, inclui-se a ação dos efeitos de segunda ordem. Os efeitos de segunda ordem podem ser globais, locais e localizados. Os efeitos locais são aqueles ocorrentes em um lance de pilar, devido ao desaprumo construtivo e a existência de cargas excêntricas. Este efeito foi considerado no dimensionamento dos pilares e tratado no capítulo 9. Os efeitos localizados surgem tipicamente em pilares-paredes, devido a suas grandes dimensões, e não serão abordados neste trabalho, uma vez que o dimensionamento de pilares-parede se encontra fora do escopo deste estudo. Quanto aos efeitos globais de segunda ordem, estes ocorrem devido aos deslocamentos horizontais gerados na estrutura. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 102)

A NBR6118:2014 classifica as estruturas em duas categorias: nós fixos e nós móveis. As estruturas de nós fixos são aquelas sujeitas a pequenos deslocamentos horizontais, nas quais os esforços globais de segunda ordem são inferiores a 10 % dos esforços de 1ª ordem. Nesta categoria, é permitido desconsiderar os esforços globais de segunda ordem. Nas estruturas de nós móveis, entretanto, tais esforços não podem ser desprezados, já que constituem parcela significativa em relação aos esforços de primeira ordem, superando os 10%. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 103)

Não está no escopo deste trabalho a consideração e análise dos esforços globais de segunda ordem, de modo que a estrutura será modificada, o tanto quanto necessário, a fim de que possa ser classificada como uma estrutura de nós fixos.

Além das considerações a respeito dos efeitos de segunda ordem é necessário que os deslocamentos-limites prescritos pela NBR6118:2014 sejam respeitados pela configuração final da estrutura. A avaliação da rigidez horizontal global foi pautada pela verificação das especificações do item 13.3 da NBR6118:2014, o qual indica o deslocamento-limite para garantir a segurança em serviço de paredes não estruturais, evitando o aparecimento de fissuras devidas aos deslocamentos horizontais causados pela ação das forças horizontais.

A sequência de verificação aplicada consistiu em calcular o parâmetro de instabilidade α (item 10.1.1), e os deslocamentos horizontais no topo do edifício (item 10.2) para a geometria

definida no dimensionamento. A partir dos resultados obtidos, realizou-se modificações sequenciais na estrutura, calculando o parâmetro α e os deslocamentos horizontais a cada nova modificação, até que a geometria dos elementos satisfizesse os limites necessários. Após, verificou-se o coeficiente γ_z (item 10.1.2) para as configurações inicial e final. Estes passos elencados estão apresentados na sequência.

10.1 DISPENSA DA CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Para que a estrutura seja classificada como nós fixos, a NBR6118:2014 indica, nos seus itens 15.5.2 e 15.5.3 dois parâmetros possíveis de serem utilizados para a verificação, α e γ_z . Neste trabalho, baseou-se a dispensa dos esforços globais de segunda ordem na aceitabilidade do parâmetro α . O parâmetro γ_z foi verificado para as condições inicial e final da estrutura.

10.1.1 Parâmetro de instabilidade α

A estrutura pode ser considerada de nós fixos se o parâmetro de instabilidade α , apresentado na equação 10.1, for inferior ao valor de α_1 .

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)} \quad (10.1)$$

Sendo,

H_{tot} : altura total da estrutura [cm]

N_k : somatórios das cargas verticais atuantes na estrutura, com seu valor característico [kN]

$E_{cs} I_c$: somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. Para estruturas de pórtico, pode ser considerado o valor de da rigidez de um pilar equivalente de seção constante

O valor de I_c , deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares. Segundo a NBR6118:2014, a rigidez do pilar equivalente deve ser determinada da seguinte forma.

“— calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;

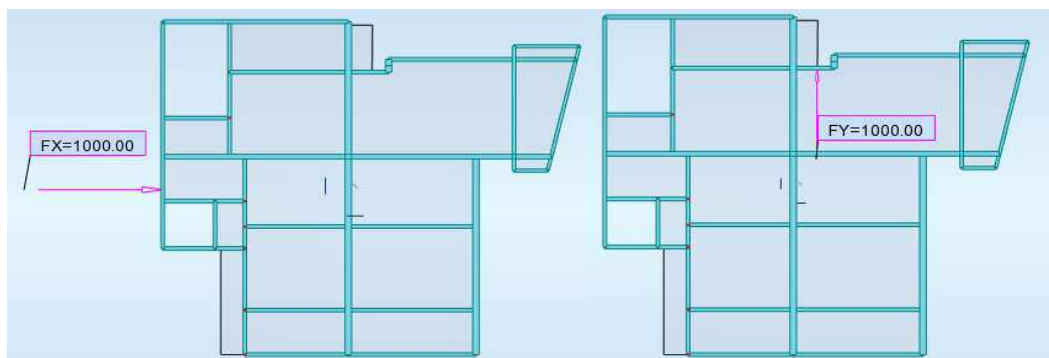
— calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofre o mesmo deslocamento no topo.”

O valor limite de α_1 varia de acordo com o número de pavimentos da estrutura e o sistema de contraventamento existente.

- Para estruturas de até 3 pavimentos: $\alpha_1 = 0,2 + 0,1n$ onde n é o número de pavimentos da edificação;
- Para estruturas a partir de 4 pavimentos:
 - Para associações de pilares-parede e pórticos associados a pilares-parede: $\alpha_1 = 0,6$;
 - Para estruturas compostas apenas por pórticos: $\alpha_1 = 0,5$
 - Para estruturas compostas apenas por pilares-paredes: $\alpha_1 = 0,7$

Para realizar o cálculo de α , foi necessário calcular a rigidez equivalente da estrutura, $E_{cs}I$. Para isto, conforme as orientações da NBR6118, aplicou-se uma força de 1000kN no topo da edificação, nos mesmos pontos x e y de aplicação das forças de vento no pavimento superior. A Figura 10.1 ilustra o posicionamento de F_x e F_y .

Figura 10.1 - Aplicação da força para verificação do deslocamento e rigidez equivalente



(fonte: própria do autor)

Verificou-se, então, os deslocamentos causados nos pontos de aplicação das forças X e Y , e, a partir da equação da flecha para barras com borda engastada e topo livre, apresentada abaixo, foi possível calcular a rigidez equivalente, para ambas as direções.

$$E_{cs}I_c = F \times H^3 / 3d \quad (10.2)$$

Sendo,

F : força aplicada no topo do edifício, nas direções x e y , com valor igual a 1000kN.

H : altura da edificação, igual a 30,8m

d : deslocamento obtido com a aplicação da força, nas direções x e y

Conforme permitido pelo item 15.5.1 da NBR6118:2014, o valor do módulo de elasticidade secante foi majorado em 10%.

A força N_k foi obtida pelo somatório das reações nos apoios, considerando os valores característicos, sem qualquer majoração ou combinação.

A cada modificação na estrutura, se fez necessária nova verificação dos valores de $E_{cs}I_{eq}$ e N_k , já que ao alterar a seção de um elemento, altera-se sua rigidez e seu peso próprio.

Os resultados de α estão apresentados na Tabela 10.3.

10.1.2 Coeficiente γ_z

Para fins de verificação, efetuou-se o cálculo do coeficiente γ_z , válido para estruturas reticuladas e de no mínimo quatro pavimento. A NBR6118:2014 indica a equação 10.3 como forma de obtê-lo.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (10.3)$$

Sendo,

$M_{1,tot,d}$: momento de tombamento, isto é, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$: soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem

O cálculo de γ_z foi efetuado sempre para as direções X e Y .

Para a obtenção do momento de tombamento $M_{1,tot,d}$ considerou-se o produto entre as forças horizontais provenientes da ação do vento e a sua altura até a base da edificação. A equação 10.4 e a Figura 10.2 ilustram o procedimento.

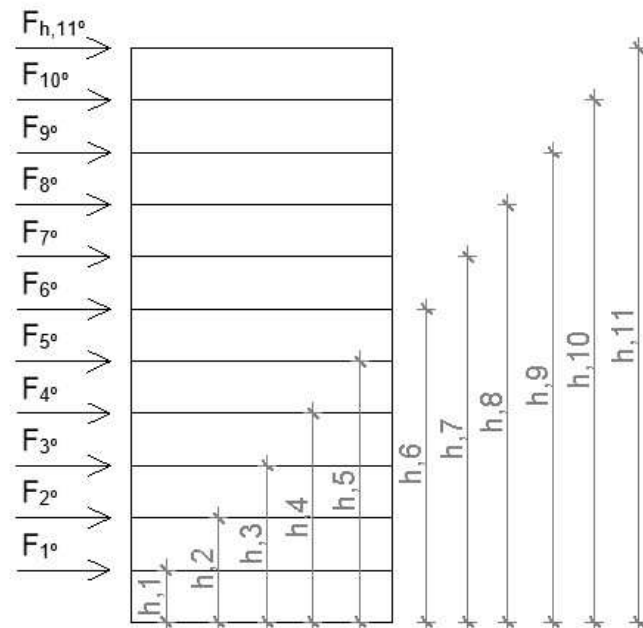
$$M_{1,tot,d} = \sum F_{h,11^e} \times h_{11} + F_{h,10^e} \times h_{10} + \dots + F_{h,1^e} \times h_1 \quad (10.4)$$

Sendo:

$F_{h,i}$: força horizontal proveniente da ação do vento, para cada pavimento

h_i : altura entre a aplicação da força horizontal e a base da edificação, para cada pavimento

Figura 10.2 – variáveis envolvidas no cálculo de $M_{1,tot,d}$

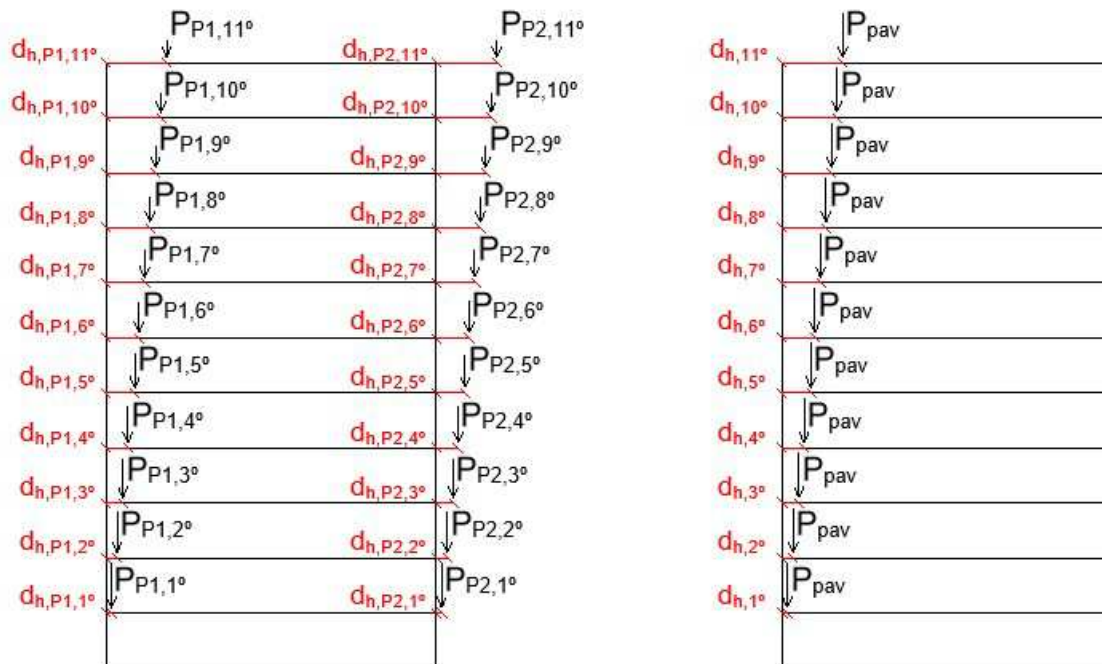


(fonte: própria do autor)

Para a obtenção do momento $\Delta M_{tot,d}$ considerou-se o produto entre as forças verticais atuantes no pavimento, e os deslocamentos horizontais causados pelas combinações de ações da análise de primeira ordem. A equação 10.5 e a Figura 10.3 ilustram o procedimento

$$\Delta M_{tot,d} = \sum P_{pav} \times d_{h,11} + P_{pav} \times d_{h,10} + \dots + P_{pav} \times d_{h,1} \quad (10.5)$$

Figura 10.3 - variáveis envolvidas no cálculo de $\Delta M_{tot,d}$ (a) pelas prescrições da norma (b) simplificação adotada neste trabalho



(fonte: própria do autor)

Ainda que a NBR6118:2014 indique que o cálculo do momento proveniente dos deslocamentos deva ser feito para cada um dos pilares da estrutura, adotou-se, para esta verificação, os deslocamentos apenas no ponto de aplicação da carga de vento. O cálculo do coeficiente γ_z está sendo feito com caráter de verificação extra, sendo que a dispensa dos efeitos globais de segunda ordem foi baseada na adequação dos limites do parâmetro de instabilidade α . Pontua-se ainda, que o modelo tridimensional elaborado contempla as lajes como diafragmas rígidos, o que faz com que, ao ser aplicada uma carga horizontal, a estrutura desloque e gire sem se deformar, entendendo-se que, se calculados os deslocamentos de cada um dos pilares e feita a média entre eles, o valor obtido seja aproximadamente o mesmo daquele calculado no centro de giro.

Foi feita também uma simplificação, a favor da segurança, na consideração das cargas verticais atuantes. Ao invés de considerar as cargas verticais variáveis ao longo da altura do edifício (maiores na base, menores no topo), considerou-se o peso médio de um pavimento, em cada um dos níveis. Esta consideração está a favor da segurança pois utiliza valores maiores de carga vertical naqueles pontos onde os deslocamentos horizontais são maiores.

O cálculo do γ_z foi realizado para as direções X e Y, para os casos mais desfavoráveis das combinações dos grupos A, B e C.

Os resultados de γ_z estão apresentados nas Tabela 10.5 e Tabela 10.6.

10.2 DESLOCAMENTO MÁXIMO HORIZONTAL DO EDIFÍCIO

A avaliação da rigidez horizontal global da estrutura foi pautada pela verificação das especificações do item 13.3 da NBR6118:2014, o qual indica o deslocamento-limite para garantir a segurança em serviço de paredes não estruturais, possuindo valor atrelado à altura da edificação, sendo igual a $H/1700$, onde H é a altura do edifício.

Neste estudo, o edifício está sendo considerado com 30,8m — 2,8m de pé direito por andar — portanto, o deslocamento-limite no topo do edifício é de 1,8cm.

O deslocamento no topo do edifício foi calculado, neste trabalho, a partir de combinação de ações de carga variável e ação do vento, em combinações frequentes. As cargas verticais permanentes não foram incluídas pois, além da NBR6118:2018 indicar que os deslocamentos-limites são aqueles gerados pela ação do vento, as paredes da estrutura são executadas, em geral, depois que ela já deformou sob a ação de boa parte da carga vertical permanente. Esta premissa justifica o porquê da existência de quatro combinações com resultados diferentes em todas elas. Se apenas as cargas horizontais de vento estivessem sendo consideradas, os resultados seriam os mesmos quando fossem aplicadas no sentido positivo e no sentido negativo, apenas com a inversão de sinais. Porém, com a ação variável atrelada às combinações, os resultados sofreram variações conforme a mudança no sentido da aplicação da carga de vento. A Tabela 10.1 apresenta as combinações verificadas

Tabela 10.1 - Combinações de serviço

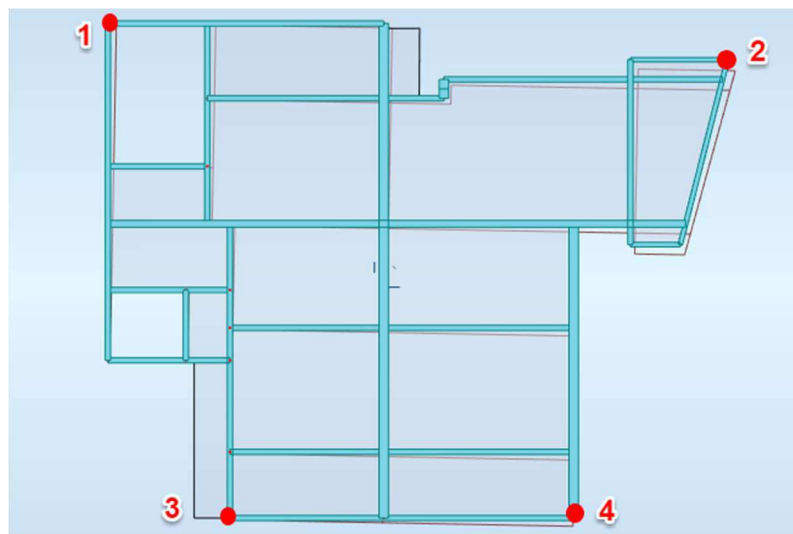
| Tipo | Combinações | |
|--------------------|--------------------|-----------------|
| 0,3q + 0,3v | D.1 | $0,3q + 0,3v_x$ |
| | D.2 | $0,3q - 0,3v_x$ |
| | D.3 | $0,3q + 0,3v_y$ |
| | D.4 | $0,3q - 0,3v_y$ |

(fonte: própria do autor)

Visto que as verificações descritas nos itens 10.1 e 10.2 envolvem os deslocamentos horizontais da estrutura e que, a modificação em qualquer elemento estrutural ocasionaria mudanças em ambos os parâmetros, os itens foram verificados concomitantemente, e os seus resultados e considerações estão apresentados no item 10.3.

Para a análise dos deslocamentos-limites, verificou-se no software Robot, para cada uma das combinações de serviço, os deslocamentos horizontais causados pela ação do vento nos nós apresentados na Figura 10.4. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 10.4

Figura 10.4 - Nós considerados para análise dos deslocamentos horizontais



(fonte: própria do autor)

10.3 RESULTADOS

Inicialmente, realizou-se as verificações de estabilidade para a configuração estrutural definida na etapa de dimensionamento, apresentada no Capítulo 9, na Tabela 9.13. Entretanto, verificou-se a impossibilidade de dispensar os efeitos globais de segunda ordem, sendo a estrutura classificada como nós móveis. Além dos valores elevados do parâmetro de instabilidade α , obteve-se valores de deslocamentos horizontais no topo da edificação superiores aos definidos pela NBR6118:2014.

Optou-se, então, em calcular o parâmetro α e os deslocamentos máximos para as seções de pilares apresentadas na Tabela 9.12. Porém, ainda assim, os resultados obtidos resultaram em valores acima dos permitidos em norma. A partir de então, buscou-se soluções para enrijecer a estrutura.

Como possibilidades de enrijecer uma estrutura deslocável, trabalha-se sobre três opções:

- Aumento das seções: esta ação aumenta o momento de inércia do elemento, aumentando consequentemente sua rigidez
- Modificar a posição dos pilares em relação a posição do pórtico: para melhorar a eficiência de um pórtico, a maior dimensão do pilar deve estar alinhada com ele, de modo utilizar a maior inércia do pilar em benefício da rigidez. Esta solução nem sempre é aplicável devido a limitações arquitetônicas.
- Criação de pilares suplementares: quanto maior o número de pilares em um pórtico, maior será a rigidez conferida a ele.

Todas as soluções elencadas podem comprometer a arquitetura da edificação. O aumento da seção e a criação de novos pilares pode interferir significativamente em um ambiente, modificando a identidade visual do espaço, ou inclusive inviabilizando dimensões mínimas de passagem. Da mesma forma, nem sempre um pilar é posicionado com sua maior dimensão alinhada ao pórtico, e sim devido a necessidades arquitetônicas.

Neste trabalho as modificações efetuadas se voltaram ao aumento das seções dos pilares e vigas, uma vez que não está no escopo deste a modificação da posição dos pilares locados pelo projeto arquitetônico.

A Tabela 10.2 serve de índice para os resultados apresentados nas Tabela 10.3 e Tabela 10.4. Nela estão descritas as modificações que foram efetuadas na estrutura inicial, a fim de diminuir o parâmetro de instabilidade e atender ao limite máximo de deslocamento horizontal no topo.

Ao analisar os pórticos da edificação percebe que a disposição arquitetônica acaba por prejudicar a criação de pórticos rígidos e eficientes. Apenas duas vigas, V5 e V15, englobam todo o comprimento da edificação, formando um pórtico principal em cada uma das direções. Os pórticos formados no alinhamento das vigas V1, V12 e V16 podem também ser elencados como importantes. O restante da edificação encontra-se bastante desestruturada, com poucos alinhamentos e alguns pontos de encontro e apoio mútuo de vigas, sem pilares.

Buscou-se aumentar as seções nos pilares com pouca interferência arquitetônica, como é o caso dos pilares do poço do elevador e da caixa da escada, que tiveram sua dimensão Y modificada. Porém, estes pilares encontram-se na extremidade esquerda da edificação, que é significativamente a região menos carregada, de modo que aumentar a rigidez nos pilares P1 e

P2 e dos pilares P10, P11, P12, P13, ainda que colabore com os resultados, não resolve a deficiente estabilidade da estrutura.

Sendo que os maiores deslocamentos ocorrem na direção Y, seria interessante aumentar a seção dos pilares P15 e P16 neste sentido, porém, estes já se encontram com o maior comprimento possível devido a limitações da garagem, no pavimento térreo.

Visto que a utilização de pilares-paredes está diretamente ligada ao aumento de rigidez em uma estrutura, transformou-se os pilares P10 e P11 e os pilares P12 e P13 em dois pilares-paredes, com dimensões de 20x200cm.

A associação de pórticos à pilares-paredes permite a utilização de um valor superior do parâmetro limite α_1 , passando de 0,5 para 0,6. Baseando-se nesta premissa, a estrutura estaria dentro do requisitado pela norma, pois os valores de α encontrados após as modificações, nas direções x e y, são inferiores ao valor limite $\alpha_1 = 0,6$.

Porém, entende-se que o resultado obtido está mais vinculado ao aproveitamento de um recurso descrito em norma, do que ao atendimento dos requisitos de segurança. Ainda que a criação dos pilares-parede tenha melhorado a condição de estabilidade, o resultado não foi significativamente superior ao obtido com as modificações de aumento de seção nos demais pilares, a ponto de entender que a estrutura, agora, conte com o auxílio de um núcleo rígido.

As estruturas idealizadas com um sistema de núcleo rígido, e que são dotadas efetivamente de um sistema conjugado de pilares-parede e pórticos, possuem, normalmente, este núcleo centralizado, próximo às zonas de grandes esforços. Ao contrário disto, na estrutura em estudo, o núcleo está posicionado em uma região de extremidade, e de esforços significativamente mais baixos. Deste modo, a utilização de pilares-paredes neste trabalho se restringiu ao aumento da rigidez equivalente da estrutura, mas optou-se por manter o limite $\alpha_1 = 0,5$ como limitante para a dispensa da consideração dos esforços de segunda ordem.

Foram testadas uma série de modificações na estrutura, buscando atingir os limites almejados. As Tabela 10.3 e Tabela 10.4 apresentam os resultados obtidos. Optou-se por apresentar os resultados parciais ao longo das modificações, a fim de ilustrar o processo, e a dificuldade enfrentada em melhorar a estabilidade da estrutura e limitar seus deslocamentos horizontais.

Tabela 10.2 - Modificações efetuadas na estrutura para atendimento da estabilidade horizontal

| Código | Elemento modificado |
|--------|---|
| 0 | Inicial - dimensões do dimensionamento |
| A | Utilização dos resultados de dimensionamento da Tab. 26 |
| B | Pilares P10, P11 e P12 modificados para 20x40cm |
| C | Pilares P1 e P2 modificados para 20X70cm |
| D | Pilar P5 modificado para 70X40cm |
| E | Pilar P9 modificado para 90X40cm |
| F | Pilares P10/P12 e P11/P13 transformados em pilares-parede de 20x200cm |
| G | Pilar P16 modificado para 35X70cm |
| H | Pilar P3 modificado para 30X70cm |
| I | Pilar P4 modificado para 30X80cm |
| J | Pilares P6 e P7 modificados para 20X70cm |
| K | Vigas V1 e V12 modificadas para 14X70cm |
| L | Pilar P8 modificado para 80X30cm |

(fonte: própria do autor)

Tabela 10.3 - Resultados do parâmetro de instabilidade α

| Mod. | Dispensa dos efeitos globais de segunda | | | |
|------|---|------------|------------|------------|
| | x | | y | |
| | EI_{eqx} | α_x | EI_{eqy} | α_y |
| 0 | 5,95E+11 | 0,58 | 4,91E+11 | 0,64 |
| A | 6,49E+11 | 0,56 | 5,64E+11 | 0,60 |
| B | 6,74E+11 | 0,55 | 5,82E+11 | 0,59 |
| C | 7,05E+11 | 0,54 | 6,05E+11 | 0,58 |
| D | 7,24E+11 | 0,54 | 6,30E+11 | 0,57 |
| E | 7,39E+11 | 0,53 | 6,61E+11 | 0,56 |
| F | 8,12E+11 | 0,51 | 7,09E+11 | 0,55 |
| G | 8,18E+11 | 0,51 | 7,19E+11 | 0,54 |
| H | 8,30E+11 | 0,51 | 7,65E+11 | 0,53 |
| I | 8,57E+11 | 0,50 | 7,76E+11 | 0,53 |
| J | 8,93E+11 | 0,49 | 7,94E+11 | 0,52 |
| K | 9,74E+11 | 0,47 | 8,57E+11 | 0,50 |
| L | 9,83E+11 | 0,47 | 8,85E+11 | 0,49 |

(fonte: própria do autor)

Tabela 10.4 - Deslocamento-limite horizontal no topo do edifício

| Mod. | Deslocamento-limite | | | | | | | | | | | | | | | |
|------|---------------------|------|-----|------|----------------|------|-----|-----|----------------|------|-----|------|----------------|-----|-----|-----|
| | Combinação D.1 | | | | Combinação D.2 | | | | Combinação D.3 | | | | Combinação D.4 | | | |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 |
| 0 | 1,0 | 0,7 | 1,3 | 1,1 | -0,6 | -0,1 | 0,6 | 0,7 | 0,4 | 0,3 | 1,3 | 1,1 | 0,8 | 2,5 | 1,1 | 2,4 |
| A | 0,9 | 0,6 | 0,9 | 0,6 | -0,7 | 0,4 | 0,7 | 1,0 | -0,5 | -1,2 | 0,0 | -0,7 | 0,3 | 2,1 | 0,9 | 2,0 |
| B | 0,9 | 0,5 | 0,8 | 0,5 | -0,6 | -0,1 | 0,9 | 0,8 | 0,1 | -0,8 | 0,9 | 0,0 | 0,6 | 2,5 | 1,0 | 2,3 |
| C | 0,9 | 0,5 | 1,1 | 0,6 | -0,7 | 0,1 | 0,4 | 0,5 | -0,3 | -0,9 | 0,5 | 0,0 | 0,9 | 2,5 | 1,0 | 2,2 |
| D | 0,9 | 0,4 | 0,8 | 0,3 | -0,8 | 0,1 | 0,6 | 0,6 | -0,3 | -1,3 | 0,1 | -0,5 | 0,8 | 2,4 | 1,1 | 2,1 |
| E | 0,8 | 0,3 | 0,6 | 0,2 | -0,8 | 0,1 | 0,7 | 0,7 | -0,3 | -1,5 | 0,0 | -1,1 | 0,7 | 2,2 | 1,1 | 2,0 |
| F | 0,8 | 0,4 | 0,6 | 0,1 | -0,7 | 0,0 | 0,7 | 0,5 | -0,4 | -1,5 | 0,3 | -1,0 | 0,7 | 2,3 | 1,0 | 1,9 |
| G | 0,8 | 0,5 | 0,5 | 0,2 | -0,7 | 0,0 | 0,7 | 0,6 | -0,3 | -1,4 | 0,3 | -0,9 | 0,6 | 2,3 | 0,9 | 2,0 |
| H | 0,8 | 0,3 | 0,5 | 0,1 | -0,7 | 0,1 | 0,7 | 0,6 | -0,4 | -1,5 | 0,0 | -1,2 | 0,6 | 2,1 | 1,0 | 1,8 |
| I | 0,8 | 0,2 | 0,4 | 0,1 | -0,6 | 0,1 | 0,7 | 0,6 | -0,3 | -1,5 | 0,0 | -1,1 | 0,7 | 2,0 | 1,0 | 1,8 |
| J | 0,8 | 0,1 | 0,3 | -0,1 | -0,6 | -0,1 | 0,6 | 0,5 | -0,3 | -1,7 | 0,1 | -1,2 | 0,6 | 1,9 | 0,9 | 1,7 |
| K | 0,7 | -0,1 | 0,1 | -0,3 | -0,4 | 0,1 | 0,7 | 0,6 | -0,3 | -1,5 | 0,0 | -1,0 | 0,6 | 1,9 | 0,9 | 1,7 |
| L | 0,6 | -0,1 | 0,1 | -0,2 | -0,5 | 0,0 | 0,7 | 0,6 | -0,3 | -1,6 | 0,0 | -1,1 | 0,5 | 1,8 | 0,9 | 1,7 |

* Todos os valores em centímetros

(fonte: própria do autor)

Para fins de verificação, calculou-se o coeficiente γ_z para as configurações inicial 0 e final L conforme as indicações do item 10.1.2. Os resultados obtidos para a combinação de ações mais desfavoráveis para as direções X e Y, estão apresentados nas Tabela 10.5 e Tabela 10.6, e ilustram que, pelo coeficiente γ_z , a estrutura não poderia ter seus efeitos de segunda ordem dispensados para a configuração inicial analisada, porém, para a configuração final, tais efeitos tiveram a sua dispensa garantida, estando o valor de γ_z menor que o limite definido na NBR6118:2014, de 1,1.

Tabela 10.5 - γ_z para a configuração inicial de dimensionamento

| Configuração de dimensionamento inicial (0) | | | | | | | | | | | |
|---|------|----------------------|-----------|-----------|--------------------|---------------|----------------------|-----------|-----------|--------------------|---------------|
| PAV | h | Comb. C1 - DIREÇÃO X | | | | | Comb. C4 - DIREÇÃO Y | | | | |
| | | d_h | P_{pav} | F_x | $\Delta M_{tot,d}$ | $M_{1,tot,d}$ | d_h | P_{pav} | F_x | $\Delta M_{tot,d}$ | $M_{1,tot,d}$ |
| | | [m] | [kN] | [kN] | [kN.m] | [kN.m] | [m] | [kN] | [kN] | [kN.m] | [kN.m] |
| 11 | 30,8 | 0,071 | 1.665,07 | 22,66 | 118,22 | 698,02 | 0,110 | 1.665,07 | 22,66 | 183,16 | 698,02 |
| 10 | 28,0 | 0,069 | 1.665,07 | 42,62 | 114,89 | 1.193,38 | 0,107 | 1.665,07 | 42,62 | 178,16 | 1.193,38 |
| 9 | 25,2 | 0,066 | 1.665,07 | 42,62 | 109,89 | 1.074,04 | 0,102 | 1.665,07 | 42,62 | 169,84 | 1.074,04 |
| 8 | 22,4 | 0,062 | 1.665,07 | 42,62 | 103,23 | 954,70 | 0,095 | 1.665,07 | 42,62 | 158,18 | 954,70 |
| 7 | 19,6 | 0,056 | 1.665,07 | 42,62 | 93,24 | 835,37 | 0,087 | 1.665,07 | 42,62 | 144,86 | 835,37 |
| 6 | 16,8 | 0,050 | 1.665,07 | 38,30 | 83,25 | 643,38 | 0,076 | 1.665,07 | 38,30 | 126,55 | 643,38 |
| 5 | 14,0 | 0,042 | 1.665,07 | 35,81 | 69,93 | 501,39 | 0,065 | 1.665,07 | 35,81 | 108,23 | 501,39 |
| 4 | 11,2 | 0,034 | 1.665,07 | 35,81 | 56,61 | 401,11 | 0,051 | 1.665,07 | 35,81 | 84,92 | 401,11 |
| 3 | 8,4 | 0,025 | 1.665,07 | 31,86 | 41,63 | 267,62 | 0,037 | 1.665,07 | 31,86 | 61,61 | 267,62 |
| 2 | 5,6 | 0,015 | 1.665,07 | 31,86 | 24,98 | 178,41 | 0,021 | 1.665,07 | 31,86 | 34,97 | 178,41 |
| 1 | 2,8 | 0,006 | 1.665,07 | 26,71 | 9,99 | 74,79 | 0,008 | 1.665,07 | 26,71 | 13,32 | 74,79 |
| | | | | Σ | 825,87 | 6.822,21 | | | Σ | 1.263,79 | 6.822,21 |
| | | | | $V_{z,x}$ | 1,138 | | | | $V_{z,y}$ | 1,227 | |

Tabela 10.6 - γ_z para a configuração final de dimensionamento

| Configuração de dimensionamento final (L) | | | | | | | | | | | |
|---|------|----------------------|-----------|-----------|--------------------|---------------|----------------------|-----------|-----------|--------------------|---------------|
| PAV | h | Comb. C1 - DIREÇÃO X | | | | | Comb. C4 - DIREÇÃO Y | | | | |
| | | d_h | P_{pav} | F_x | $\Delta M_{tot,d}$ | $M_{1,tot,d}$ | d_h | P_{pav} | F_x | $\Delta M_{tot,d}$ | $M_{1,tot,d}$ |
| | | [m] | [kN] | [kN] | [kN.m] | [kN.m] | [m] | [kN] | [kN] | [kN.m] | [kN.m] |
| 11 | 30,8 | 0,042 | 1.791,95 | 23,47 | 75,26 | 722,95 | 0,069 | 1.791,95 | 31,88 | 123,64 | 981,96 |
| 10 | 28,0 | 0,040 | 1.791,95 | 44,14 | 71,68 | 1.236,00 | 0,066 | 1.791,95 | 59,96 | 118,27 | 1.678,82 |
| 9 | 25,2 | 0,038 | 1.791,95 | 44,14 | 68,09 | 1.112,40 | 0,062 | 1.791,95 | 59,96 | 111,10 | 1.510,94 |
| 8 | 22,4 | 0,036 | 1.791,95 | 44,14 | 64,51 | 988,80 | 0,057 | 1.791,95 | 59,96 | 102,14 | 1.343,06 |
| 7 | 19,6 | 0,032 | 1.791,95 | 44,14 | 57,34 | 865,20 | 0,051 | 1.791,95 | 59,96 | 91,39 | 1.175,18 |
| 6 | 16,8 | 0,028 | 1.791,95 | 39,66 | 50,17 | 666,36 | 0,045 | 1.791,95 | 53,87 | 80,64 | 905,10 |
| 5 | 14,0 | 0,024 | 1.791,95 | 37,09 | 43,01 | 519,29 | 0,037 | 1.791,95 | 50,38 | 66,30 | 705,34 |
| 4 | 11,2 | 0,019 | 1.791,95 | 37,09 | 34,05 | 415,43 | 0,029 | 1.791,95 | 50,38 | 51,97 | 564,27 |
| 3 | 8,4 | 0,013 | 1.791,95 | 33,00 | 23,30 | 277,17 | 0,020 | 1.791,95 | 44,82 | 35,84 | 376,48 |
| 2 | 5,6 | 0,008 | 1.791,95 | 33,00 | 14,34 | 184,78 | 0,011 | 1.791,95 | 44,82 | 19,71 | 250,99 |
| 1 | 2,8 | 0,003 | 1.791,95 | 27,67 | 5,38 | 77,46 | 0,004 | 1.791,95 | 37,58 | 7,17 | 105,22 |
| | | | | Σ | 507,12 | 7.065,86 | | | Σ | 808,17 | 9.597,35 |
| | | | | $V_{z,x}$ | 1,077 | | | | $V_{z,y}$ | 1,092 | |

Devido as mudanças aplicadas às seções de pilares e vigas, foi necessário verificar e redimensionar os arranjos de armadura. Os novos resultados estão apresentados nas Tabela 10.7, Tabela 10.8 e Tabela 10.9 e ilustrados sob forma de planta baixa no Apêndice C. Devido a robustez imposta aos pilares P5, P8 e P9, os momentos máximos nas vigas que neles se apoiam

diminuíram, o que possibilitou a utilização de taxas menores de aço. Os pilares, por sua vez, tiveram suas seções exageradas em dimensões para as solicitações de cargas atuantes, de modo que todos os pilares que sofreram alterações necessitaram apenas da taxa de armadura mínima. Inclusive, tais pilares teriam a sua segurança comprovada com uma taxa de aço menor que a mínima, com valores variando de 0,08% a 0,14% da área de concreto. A armadura longitudinal dos pilares foi especificada baseando-se no diâmetro mínimo da barra de aço, 10mm, e nos espaçamentos máximos a serem respeitados.

Os pilares-paredes não foram dimensionados, uma vez que não fazem parte do escopo deste trabalho. Com a criação do pilar-parede a partir dos pilares P11 e P13, a viga V19 foi suprimida.

Tabela 10.7 - Dimensionamento da Armadura Longitudinal em vigas após a análise da estabilidade global e deslocamentos horizontais

| VIGA | b cm | h cm | A_s mínimo cm ² | Armadura Tração | | Armadura de Tração e Compressão | | | Detalhamento | | | | |
|------|---------|---------|---------------------------------|-----------------|-------|---------------------------------|-------|-------|--------------------------|--------|-----------|------|-------|
| | | | | A_s | Taxa | A_s' | A_s | TAXA | A_s | A_s' | Taxa real | | |
| V1 | 14 | 70 | 1,74 | 9,73 | 0,99% | | | | 1x 2φ20 + 1x 2φ16 | 10,3 | | | 1,05% |
| V2 | 12 | 45 | 0,96 | 0,02 | 0,00% | | | | 2x φ8 | 1,01 | | | 0,19% |
| V3 | 14 | 45 | 1,12 | 8,25 | 1,31% | | | | 1x 2φ20 + 1x 2φ12,5 | 8,73 | | | 1,39% |
| V4 | 14 | 45 | 1,12 | 8,63 | 1,37% | | | | 1x 2φ20 + 1x 2φ12,5 | 8,73 | | | 1,39% |
| V5 | 18 | 45 | 1,44 | | | 5,19 | 18,96 | 2,98% | 1x3φ20 + 1x2φ20 + 1x2φ16 | 19,72 | 1x2φ20 | 6,28 | 3,21% |
| V6 | 12 | 45 | 0,96 | 0,01 | 0,00% | | | | 2x φ8 | 1,01 | | | 0,19% |
| V7 | 14 | 30 | 0,75 | | | 0,96 | 7,80 | 2,09% | 2x 2φ16 | 8,04 | 2φ8 | 1,01 | 2,15% |
| V8 | 14 | 35 | 0,87 | 5,68 | 1,16% | | | | 1x 2φ20 | 6,28 | | | 1,28% |
| V9 | 14 | 45 | 1,12 | 7,42 | 1,18% | | | | 2x 2φ16 | 8,04 | | | 1,28% |
| V10 | 14 | 40 | 1,00 | 8,81 | 1,57% | | | | 1x 2φ20 + 1x 2φ16 | 10,3 | | | 1,84% |
| V11 | 14 | 45 | 1,12 | 2,37 | 0,38% | | | | 2φ12,5 | 2,45 | | | 0,39% |
| V12 | 14 | 70 | 1,74 | 5,33 | 0,54% | | | | 1x 2φ20 | 6,28 | | | 0,64% |
| V13 | 14 | 45 | 1,12 | 7,94 | 1,26% | | | | 1x 2φ20 + 1x 2φ12,5 | 8,73 | | | 1,39% |
| V14 | 14 | 45 | 1,12 | 4,92 | 0,78% | | | | 2φ20 | 6,28 | | | 1,00% |
| V15 | 25 | 50 | 2,23 | 21,93 | 1,75% | | | | 1x 5φ20 + 2x 2φ16 | 23,75 | | | 1,90% |
| V16 | 25 | 45 | 2,00 | | | 3,76 | 23,35 | 2,41% | 1x 5φ20 + 2x 2φ16 | 23,75 | 1x2φ16 | 4,02 | 2,47% |
| V17 | 14 | 50 | 1,25 | 11,21 | 1,60% | | | | 2x 2φ20 | 12,56 | | | 1,79% |
| V18 | 12 | 45 | 0,96 | 0,36 | 0,07% | | | | 2x φ8 | 1,01 | | | 0,19% |
| V20 | 14 | 30 | 0,75 | 5,02 | 1,20% | | | | 1x 2φ20 | 6,28 | | | 1,50% |
| V21 | 14 | 25 | 0,62 | 1,70 | 0,49% | | | | 2φ12,5 | 2,45 | | | 0,70% |

(fonte: própria do autor)

Tabela 10.8 - Dimensionamento da Armadura Transversal em vigas após a verificação da estabilidade global e deslocamentos horizontais

| VIGA | b | h | A_{sw}/s | A_{sw}/s_{min} | S_{max} | $S_{t,max}$ | $S_{t,adotado}$ | $A_{sw}/s_{adotado}$ | |
|------|----|----|--------------------|--------------------|-----------|-------------|-----------------|----------------------|--------------------|
| | cm | cm | cm ² /m | cm ² /m | cm | cm | cm | | cm ² /m |
| V1 | 14 | 45 | 3,64 | 2,26 | 24 | 24 | 8 | φ6,3c/17 | 3,67 |
| V2 | 12 | 45 | - | 1,94 | 25 | 41 | 6 | φ5c/20 | 1,96 |
| V3 | 14 | 45 | 0,83 | 2,26 | 24 | 40 | 8 | φ5c/17 | 2,31 |
| V4 | 14 | 45 | 1,30 | 2,26 | 24 | 39 | 8 | φ5c/17 | 2,31 |
| V5 | 18 | 45 | 5,62 | 2,91 | 23 | 23 | 12 | φ6,3c/11 | 5,67 |
| V6 | 12 | 45 | - | 1,94 | 23 | 38 | 6 | φ5c/20 | 1,96 |
| V7 | 14 | 30 | 3,35 | 2,26 | 15 | 15 | 8 | φ5c/11 | 3,57 |
| V8 | 14 | 35 | 3,09 | 2,26 | 18 | 18 | 8 | φ5c/12 | 3,27 |
| V9 | 14 | 45 | 3,88 | 2,26 | 21 | 21 | 8 | φ6,3c/16 | 3,88 |
| V10 | 14 | 40 | 2,35 | 2,26 | 21 | 21 | 8 | φ5c/16 | 2,45 |
| V11 | 14 | 45 | - | 2,26 | 22 | 36 | 8 | φ5c/17 | 2,31 |
| V12 | 14 | 45 | 7,94 | 2,26 | 21 | 21 | 8 | φ5c/17 | 2,31 |
| V13 | 14 | 45 | 2,68 | 2,26 | 23 | 23 | 8 | φ5c/14 | 2,80 |
| V14 | 14 | 45 | 1,06 | 2,26 | 21 | 34 | 8 | φ5c/17 | 2,31 |
| V15 | 25 | 50 | 4,32 | 4,04 | 25 | 25 | 18 | φ6,3c/14 | 4,45 |
| V16 | 25 | 45 | 3,64 | 4,04 | 23 | 23 | 19 | φ6,3c/15 | 4,16 |
| V17 | 14 | 50 | 1,45 | 2,26 | 26 | 44 | 8 | φ5c/17 | 2,31 |
| V18 | 12 | 45 | - | 1,94 | 25 | 41 | 6 | φ5c/20 | 1,96 |
| V20 | 14 | 30 | 2,05 | 2,26 | 15 | 15 | 8 | φ5c/15 | 2,62 |
| V21 | 14 | 25 | - | 2,26 | 13 | 21 | 8 | φ5c/17 | 2,31 |

(fonte: própria do autor)

Tabela 10.9 - Dimensionamento da Armadura Longitudinal e Transversal em pilares após a verificação da estabilidade global e deslocamentos horizontais

| Pilar | Seção | | Armadura Longitudinal | | | | | | | Arm. Transversal | | |
|-------|-------|-------|-----------------------|-------------|----------|-----------|-----------|----------|----------|------------------|----------|-------------|
| | h_x | h_y | Nº ϕ_x | Nº ϕ_y | Armadura | S_{min} | S_{max} | S_{hx} | S_{hy} | Taxa | ϕ_t | $S_{t,max}$ |
| | [cm] | [cm] | | | | [cm] | [cm] | [cm] | [cm] | | [mm] | [cm] |
| P1 | 20 | 70 | 2 | 4 | 8φ10 | 2 | 40 | 12,0 | 20,0 | 0,45% | 5,0 | 12 |
| P2 | 20 | 70 | 2 | 4 | 8φ10 | 2 | 40 | 12,0 | 20,0 | 0,45% | 5,0 | 12 |
| P3 | 70 | 30 | 6 | 2 | 12φ10 | 2 | 40 | 11,6 | 22,0 | 0,45% | 5,0 | 12 |
| P4 | 30 | 80 | 2 | 7 | 14φ10 | 2 | 40 | 22,0 | 11,2 | 0,46% | 5,0 | 12 |
| P5 | 70 | 40 | 7 | 3 | 16φ10 | 2 | 40 | 9,5 | 15,5 | 0,45% | 5,0 | 12 |
| P6 | 20 | 70 | 2 | 4 | 8φ10 | 2 | 40 | 12,0 | 20,0 | 0,45% | 5,0 | 12 |
| P7 | 20 | 70 | 2 | 4 | 8φ10 | 2 | 40 | 12,0 | 20,0 | 0,45% | 5,0 | 12 |
| P8 | 80 | 30 | 7 | 2 | 14φ10 | 2 | 40 | 11,2 | 22,0 | 0,46% | 5,0 | 12 |
| P9 | 90 | 40 | 9 | 3 | 20φ10 | 2 | 40 | 9,4 | 15,5 | 0,44% | 5,0 | 12 |
| P14 | 20 | 35 | 2 | 5 | 10φ16 | 2 | 40 | 10,8 | 5,3 | 2,87% | 5,0 | 19 |
| P15 | 30 | 70 | 4 | 11 | 26φ20 | 2 | 40 | 5,3 | 4,2 | 3,89% | 5,0 | 20 |
| P16 | 35 | 70 | 3 | 8 | 18φ16 | 2 | 40 | 11,5 | 6,9 | 1,48% | 5,0 | 20 |

(fonte: própria do autor)

10.4 CONSIDERAÇÕES

A sequência de modificações traduz a dificuldade em formar pórticos com elevada rigidez, e atribui-se esta situação muito à forma como a arquitetura foi pensada, e como foi feito o lançamento estrutural preliminar.

Considerando as modificações efetuadas para transformar a estrutura de nós móveis para nós fixos, com a redução do parâmetro α , poder-se-ia ter obtido resultados diferentes, possivelmente com seções menores, se a consideração destes efeitos tivesse sido contemplada. Entretanto, a partir dos resultados obtidos nas Tabela 10.3 e Tabela 10.4 é possível perceber que quem governou o processo de aumento de rigidez e modificações nos elementos foi o deslocamento horizontal limite, e não o parâmetro α . Portanto, ainda que os esforços globais de segunda ordem tivessem sido considerados, as modificações efetuadas seriam necessárias, visando tornar a estrutura menos deslocável no topo.

A solução encontrada para garantir a estabilidade da estrutura e limitar seus deslocamentos máximos, ainda que tenha satisfeito as prescrições da norma, traduziu-se em seções grandes em vários pilares. Entende-se, sob a luz dos resultados obtidos, que a solução seria voltar a discutir o projeto arquitetônico, buscando modificar ambientes, harmonizando melhor os vãos e criando um maior número de pórticos eficiente e pilares suplementares. Esta é uma ação de caráter interdisciplinar, que deve ocorrer entre os projetistas, alinhando os conceitos e requisitos arquitetônicos às necessidades estruturais do edifício.

No item 7.2 foi calculado o módulo de elasticidade do concreto adotado, considerando a utilização de agregado granítico. Se a consideração, entretanto, tivesse sido por agregado de basalto, poder-se-ia ter obtido um valor para o módulo de elasticidade 20% maior que o utilizado. Esta consideração faria com que os deslocamentos horizontais encontrados reduzissem nestes mesmos 20%. Na prática, isto significaria parar as alterações de projeto na situação H, e não na situação L, identificadas na Tabela 10.2. A opção por agregado granítico, ainda que não seja a opção mais utilizada no local de aplicação deste projeto, é mais conservativa, estando a favor da segurança. Além disso, a modificação H ainda apresenta grandes aumentos de seções, mantendo válida a consideração de reavaliar o projeto arquitetônico e o lançamento estrutural preliminar.

Pontua-se que os resultados obtidos ao longo deste trabalho foram resultado de uma sequência de considerações feitas por parte do autor, que por fim, resultaram nos valores finais obtidos.

Outros resultados poderiam ser possíveis a partir de decisões diferentes ao longo do processo, como a utilização de seções variáveis em vigas e pilares, maior resistência à compressão do concreto utilizado, premissas arquitetônicas diferentes quanto as alturas máximas de vigas e inclusive a sugestão de nova locação para pilares.

11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O desenvolvimento deste trabalho permitiu a aplicação de diversos conceitos estudados ao longo da graduação em engenharia civil, bem como vivenciar as suas aplicações em um estudo prático, entendendo as limitações e serventias de cada conteúdo. As tomadas de decisão necessárias ao longo do processo despertaram a aplicação de conhecimentos multidisciplinares quanto à técnicas e limitações construtivas.

O projeto arquitetônico escolhido se mostrou um fator dominante no desenvolvimento deste trabalho, pois possuía uma planta diferenciada, com locação de pilares não simétrica e pouco ordenada, tornando o dimensionamento dos elementos menos padronizado, ocasionando reanálises, verificações iterativas em grande quantidade e mudanças nas seções avaliadas.

A solução final satisfaz as prescrições da norma e garantiu a segurança da estrutura para o estado limite último, porém traduziu-se em seções demasiadamente grandes nos pilares. As seções das vigas poderiam ter resultado em valores superiores, principalmente aquelas em balanço, se o cálculo das deformações tivesse sido realizado.

Foi possível verificar que, ainda que os métodos desacoplados de análise no pré-dimensionamento não tenham sido excessivamente simplistas, os resultados obtidos sofreram mudanças significativas ao longo das etapas seguintes de dimensionamentos. As lajes apresentaram valores inferiores após o efetivo dimensionamento, enquanto as vigas tiveram suas seções aumentadas em alguns elementos, inclusive para larguras indesejáveis arquitetonicamente. As dimensões obtidas para os pilares durante o pré-dimensionamento se mostraram exageradas quando comparadas às seções obtidas ao dimensionar a estrutura sem considerar a estabilidade e os deslocamentos horizontais, porém, foram inferiores aos resultados finais. A avaliação da eficiência do critério de pré-dimensionamento para os pilares ficou prejudicada pelo lançamento estrutural permitido pela arquitetura do edifício analisado, que, ao não proporcionar a criação de pórticos eficientes, exigiu pilares exageradamente robustos para atender ao requisito de deslocamento horizontal máximo.

A utilização de um modelo de pórtico espacial permitiu obter resultados mais precisos, principalmente pelo fato da estrutura em questão apresentar apoio mútuo entre vigas em diversos pontos, situação de difícil consideração quando utiliza-se modelos desacoplados de análises. A facilidade em mudar seções e cargas aplicadas, e obter novos valores de esforços, também configura entre as vantagens do uso de um modelo tridimensional.

Foi possível verificar a grande influência que a consideração da estabilidade global e, principalmente, dos deslocamentos horizontais no topo da estrutura podem causar nas dimensões dos elementos, e credita-se este fato principalmente ao posicionamento dos pilares na planta arquitetônica, que dificultaram a criação de pórticos rígidos eficientes. Os pilares tiveram suas seções aumentadas ao ponto de ser apenas necessário o emprego de armadura mínima, demonstrando o caráter antieconômico da estrutura final, uma vez que há pouco aproveitamento das características do concreto e do aço em conjunto.

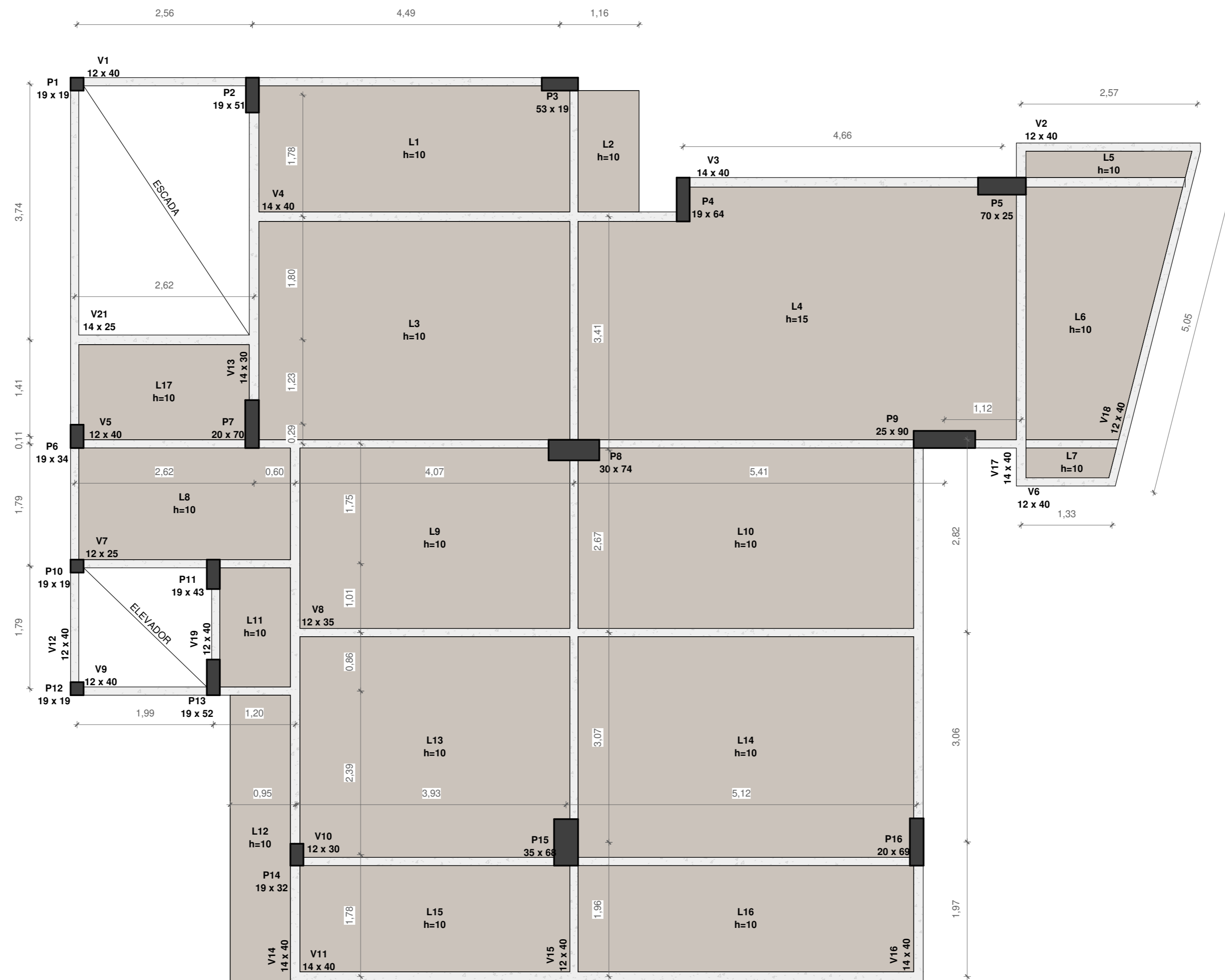
Os resultados obtidos corroboram para as considerações iniciais feitas no capítulo de projeto arquitetônico, onde pontua-se a necessidade de uma concepção arquitetônica voltada também as necessidades do projeto estrutural, considerando não somente as cargas verticais mas também as ações horizontais decorrentes do vento e a consequente necessidade de estruturas de contraventamento, prevendo a formação de pórticos, e com a compatibilização de vãos.

O resultado final deste trabalho provém de informações obtidas a partir da planta arquitetônica, mas também de considerações e simplificações por parte do autor, sendo que os valores finais obtidos estão atrelados ao processo aqui empregado.

12 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ARAÚJO, J. M. D. **Curso de Concreto Armado**. 2ª. ed. Rio Grande: Dunas, v. 2, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro. 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro. 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Força Devido aos Ventos**. Rio de Janeiro. 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2014.
- BENINCÁ, M. E. **Comparação entre modelos de análise estrutural de edifícios em concreto armado: estudo de caso**. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2016.
- BESSA, V. M. R. D. **Lajes**. Apostila da disciplina de Projeto de Estruturas em Concreto Armado da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2015.
- CAMPOS FILHO, A. **Projeto de Escadas de Concreto Armado**. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2014.
- CAMPOS FILHO, A. **Projeto de lajes maciças em concreto armado**. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2014.
- CAMPOS FILHO, A. **Projeto de Pilares de Concreto Armado**. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2014.
- CORDEIRO, S. G. F. **Modelagem de edifícios de concreto armado com a consideração do efeito de torção devido à força do vento**. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Paulo. São Carlos. 2012.
- CORRÊA, M. R. S. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. [S.l.]. 1991.
- GONÇALVES, R. M. et al. **Ação do vento nas edificações - Teoria e Exemplo**. 1ª. ed. São Carlos: SET/EESC/USP, 2004.
- MELO, P. R. D. **Pré-Dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia. 2013.

APÊNDICE A – Planta Baixa Estrutural – Seções de Pré-dimensionamento

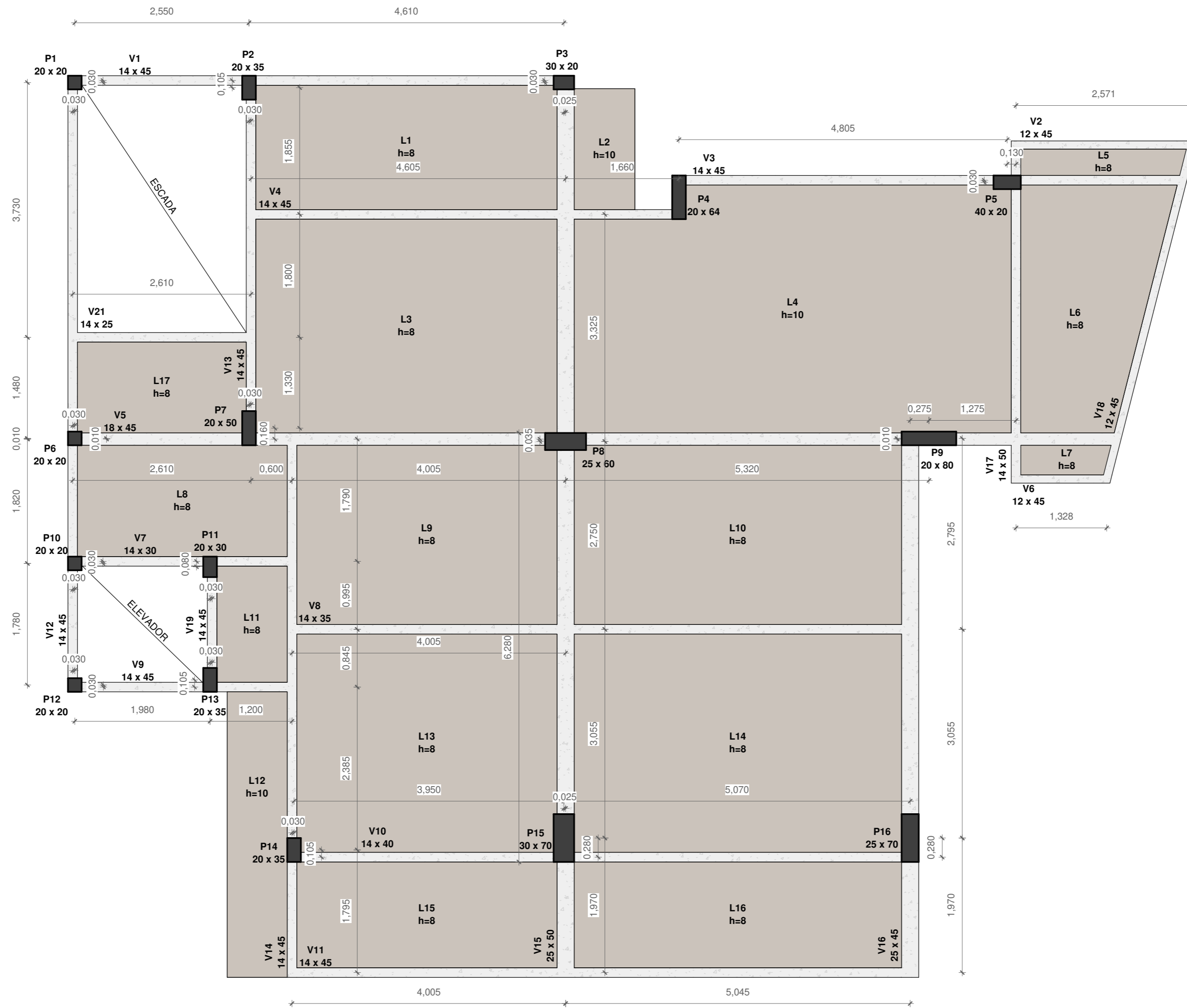


PAVIMENTO TIPO - Pré-Dimensionamento

1 : 50

| | | | |
|--------------|--|--|--|
| | UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL | | |
| | Apêndice A | | |
| | Título: Estudo de caso: dimensionamento estrutural de um edifício residencial a partir de um projeto arquitetônico existente | | |
| | Aluno: Marina Kaercher | Orientador: Prof. João Ricardo Masiero | |
| | Planta Baixa - Pré-Dimensionamento | | |
| Escala: 1:50 | Data: Junho/2018 | Folha: 01/03 | |

APÊNDICE B – Planta Baixa Estrutural – Seções de Dimensionamento

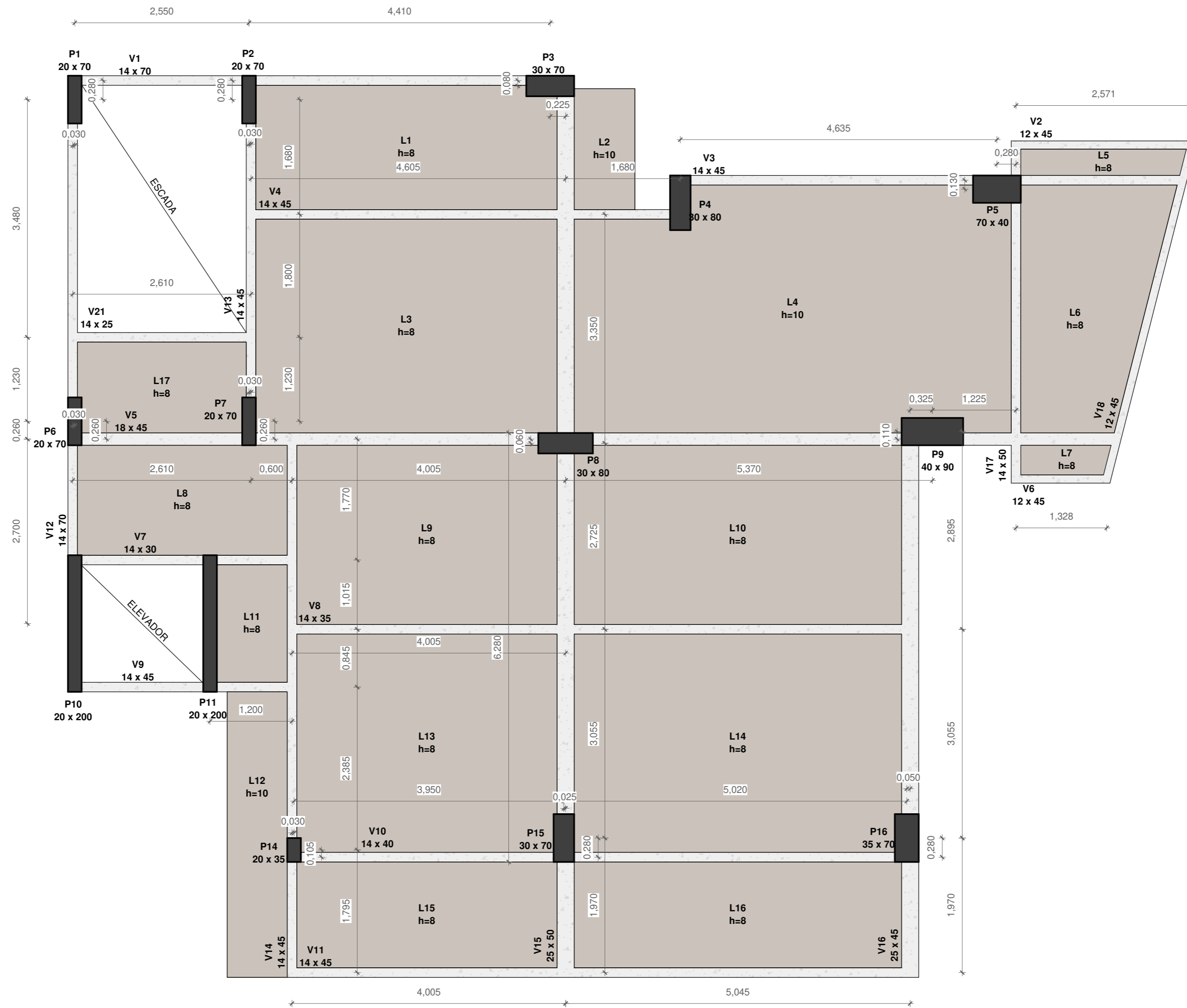


PAVIMENTO TIPO - Dimensionamento

1 : 50

| | | | |
|---|--|--|--|
| <p>UFRGS UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL</p> | UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL | | |
| | Apêndice B | | |
| | Título: Estudo de caso: dimensionamento estrutural de um edifício residencial a partir de um projeto arquitetônico existente | | |
| | Aluno: Marina Kaercher | Orientador: Prof. João Ricardo Masuero | |
| | Planta Baixa - Dimensionamento | | |
| Escala: 1:50 | Data: Junho/2018 | Folha: 02/03 | |

**APÊNDICE C – Planta Baixa Estrutural – Seções de Dimensionamento após
verificações de Estabilidade global e Deslocamentos horizontais**

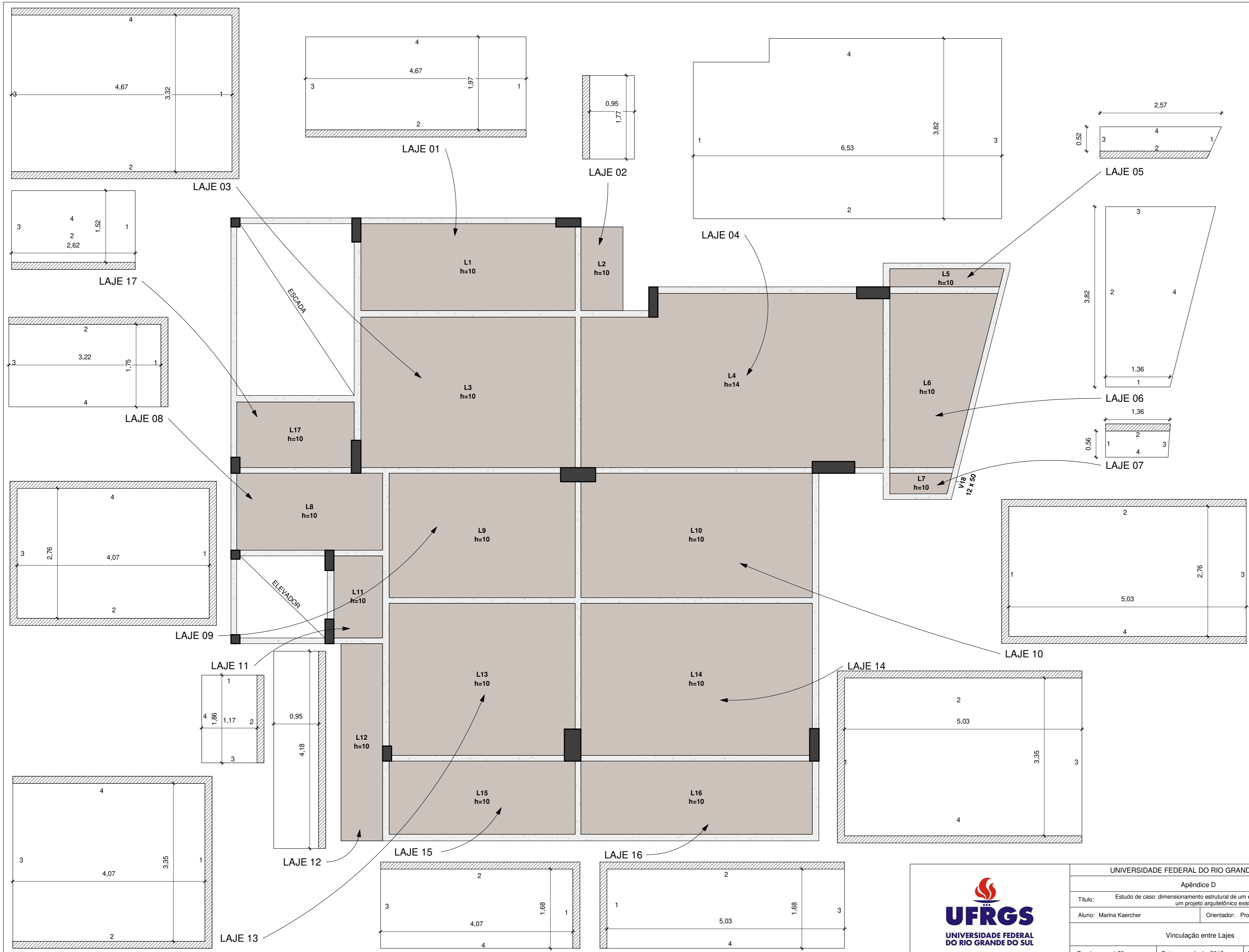


PAVIMENTO TIPO - Estabilidade Global e Deslocamentos Horizontais

1 : 50

| | | | |
|---|--|--|--|
| <p>UFRGS UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL</p> | UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL | | |
| | Apêndice C | | |
| | Título: Estudo de caso: dimensionamento estrutural de um edifício residencial a partir de um projeto arquitetônico existente | | |
| | Aluno: Marina Kaercher | Orientador: Prof. João Ricardo Masuero | |
| Planta Baixa - Estabilidade Global e Deslocamentos Horizontais | | | |
| Escala: 1:50 | Data: Junho/2018 | Folha: 03/03 | |

APÊNDICE D – Vinculação entre lajes



| | | |
|--|--|--------------|
| UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL | | |
| Apêndice D | | |
| Título: Estudo de caso: dimensionamento estrutural de um edifício residencial a partir de um projeto arquitetônico existente | | |
| Aluno: Marina Kaercher | Orientador: Prof. João Ricardo Masuero | |
| Vinculação entre Lajes | | |
| Escala: 1:50 | Data: Junho/2018 | Folha: 01/01 |

APÊNDICE E – Reações provenientes da escada

A metodologia adotada para foi baseada em Projeto de Escadas em Concreto Armado, de Campos Filho, 2014.

A espessura da laje é obtida com base no vão a ser vencido pela escada, sendo que para vãos entre 3m e 4m, a espessura recomendada é de 12cm.

A escada deste projeto é de vãos paralelos, e seu esquema de distribuição de cargas está apresentado na Figura E1.

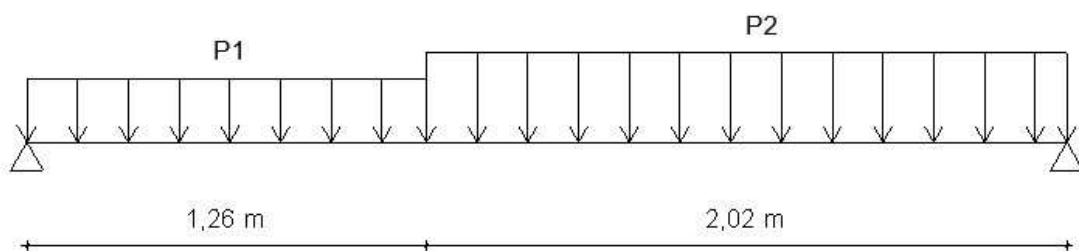


Figura E.1 - Esquema de distribuição de cargas na escada

E.1 Carga permanente vertical

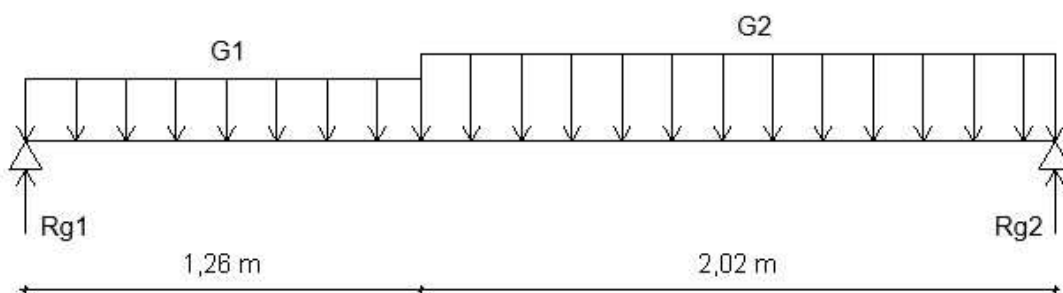


Figura E.2 - Distribuição de cargas permanentes

Patamar:

- Peso próprio: $h \times \gamma_{conc.arm} = 0,12m \times 25kN/m^3 = 3kN/m^2$

$$G1 = 3kN/m^2$$

Escadaria:

- Peso próprio (laje maciça): $\frac{h_{laje}}{\cos \alpha} \times \gamma_{conc.arm} = \frac{0,12m}{\cos 32^\circ} \times 25kN/m^3 = 3,54kN/m^2$

- Peso próprio (degraus): $\frac{h_{degrau}}{2} \times \gamma_{conc.simp} = \frac{0,18m}{2} \times 24kN/m^3 = 2,16kN/m^2$

$$G_2 = 3,54kN/m^2 + 2,16kN/m^2 = 5,70kN/m^2$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_{g1} + R_{g2} - 3kN/m^2 \times 1,26m - 5,70kN/m^2 \times 2,02m$$

$$R_{g1} + R_{g2} = 15,30kN/m$$

$$\sum M_1 = 0$$

$$-\frac{3kN}{m^2} \times 1,26m \times \frac{1,26m}{2} - \frac{5,70kN}{m^2} \times 2,02m \times \left(\frac{2,02m}{2} + 1,26m\right) + R_{g2} \times (1,26m + 2,02m)$$

$$R_{g2} = 8,69kN/m$$

$$R_{g1} = 15,30kN/m - 8,69kN/m = 6,61kN/m$$

E.2 Carga acidental vertical:

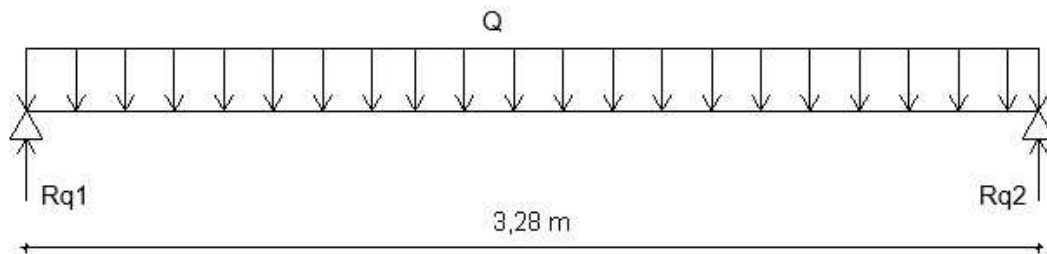


Figura E.3 - Distribuição da carga acidental

$$Q = 2,5kN/m^2$$

$$R_{q1} = R_{q2} = \frac{2,5kN/m^2 \times 3,28m}{2} = 4,1kN/m^2$$

APÊNDICE F –Cálculo de flechas em lajes

Aplicou-se os passos indicados abaixo:

- Assumir uma espessura inicial de laje, respeitando os valores mínimos indicados no Capítulo 4.
- Calcular a carga de serviço
- Calcular o momento de fissuração da laje (m_r) com a Equação F.1:

$$m_r = 0,25 \times f_{ctm} \times b \times h^2 \quad (F.1)$$

Sendo:

f_{ctm} : valor médio da resistência à tração do concreto e igual a $0,3f_{ck}^{2/3}$ [kN/cm²]

b: 100cm, uma vez que as lajes são verificadas e dimensionadas para faixas de largura específica

h: espessura adotada para a laje [cm]

- Cálculo do momento de serviço atuante na laje (m_a): sendo o momento fletor na seção crítica, ou seja, o momento máximo no vão para lajes biapoiadas ou contínuas e momento no apoio para lajes em balanço. Para o cálculo de m_a nas condições de serviço, considerou-se o concreto armado como um material elástico, conforme indicado no item 14.7.4 da NBR6118:2014.

Como não se conhece, neste momento, a armadura empregada na laje, não é possível determinar a sua rigidez, sendo necessário definir um momento de inércia equivalente, estimado com relação nos momentos de fissuração e momento atuante:

$$\text{Se } m_a \leq m_r \rightarrow I_{eq} = I_c$$

$$\text{Se } m_a > m_r \rightarrow I_{eq} = 0,3I_c$$

A flecha imediata é calculada conforme a Equação 9.3:

$$f(t = 0) = \kappa \frac{p_{d,ser} \times l^4}{E_{cs} \times I_{eq}} \quad (F.2)$$

Sendo:

κ : coeficiente que depende do tipo de vinculação da laje (ver Tabelas F.1 e F.2)

p: carga de serviço [kN/cm²]

l : o menor vão da laje [cm]

E_{cs} : módulo secante do concreto, calculado conforme item 7.2

A flecha de longa duração, que é aquela efetivamente usada para garantir a aceitação da espessura em análise, é obtida conforme a Equação F.3.

$$f(t = \infty) = (1 + \alpha_f) \times f(t = 0) \quad (F.3)$$

Sendo:

$\alpha_f = \Delta\xi = \xi(t = \infty) - \xi(t = 1\text{mês}) = 2 - 0,68 = 1,32$, conforme item 17.3.2.1.2 da NBR6118:2014.

Tabela F.1 - Valor de κ para lajes armadas em uma direção



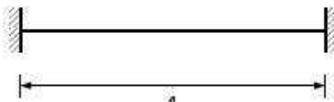
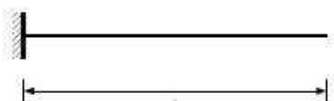
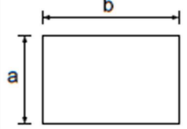
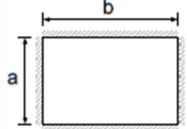
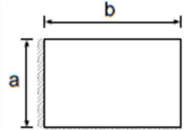
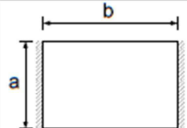
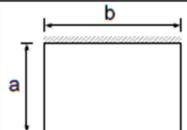
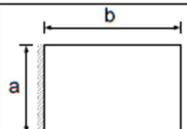
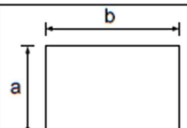
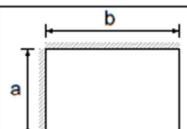
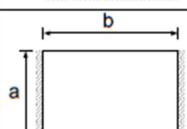
| | |
|---|------|
|  | 1,30 |
|  | 0,53 |
|  | 0,26 |
|  | 12,5 |

Tabela F.2 - Valor de K para lajes armadas em duas direções

| a/b | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
|---|------|------|------|------|------|------|
|  | 0,99 | 0,85 | 0,71 | 0,59 | 0,48 | 0,40 |
|  | 0,25 | 0,23 | 0,21 | 0,18 | 0,15 | 0,13 |
|  | 0,46 | 0,41 | 0,36 | 0,30 | 0,25 | 0,21 |
|  | 0,83 | 0,63 | 0,48 | 0,35 | 0,26 | 0,19 |
|  | 0,25 | 0,25 | 0,24 | 0,23 | 0,21 | 0,19 |
|  | 0,91 | 0,73 | 0,58 | 0,46 | 0,35 | 0,28 |
|  | 0,48 | 0,44 | 0,41 | 0,36 | 0,31 | 0,28 |
|  | 0,24 | 0,24 | 0,23 | 0,20 | 0,18 | 0,16 |
|  | 0,44 | 0,38 | 0,32 | 0,25 | 0,20 | 0,16 |

APÊNDICE G – Esforços considerados no dimensionamento de lajes, vigas e pilares

G.1 Lajes: etapa de dimensionamento

Tabela G.1 – Esforço solicitante de cálculo para lajes

| LAJE | a | b | h | p | LAJE | a | b | h | p |
|------|------|------|----|-------------------|------|------|------|----|-------------------|
| | m | m | cm | kN/m ² | | m | m | cm | kN/m ² |
| 1 | 1,97 | 4,67 | 8 | 5,64 | 10 | 2,76 | 5,03 | 8 | 5,14 |
| 2 | 0,95 | 1,77 | 10 | 7,56 | 11 | 1,17 | 1,86 | 8 | 5,14 |
| 3 | 3,32 | 4,67 | 8 | 5,14 | 12 | 0,95 | 4,18 | 10 | 7,56 |
| 4 | 3,82 | 6,53 | 10 | 5,64 | 13 | 3,35 | 4,07 | 8 | 5,14 |
| 5 | 0,52 | 2,57 | 8 | 5,56 | 14 | 3,35 | 5,03 | 8 | 5,14 |
| 6 | 2,33 | 3,82 | 8 | 5,56 | 15 | 1,68 | 4,07 | 8 | 5,14 |
| 7 | 0,56 | 1,36 | 8 | 5,56 | 16 | 1,68 | 5,03 | 8 | 5,14 |
| 8 | 1,75 | 3,22 | 8 | 6,64 | 17 | 1,52 | 2,62 | 8 | 6,64 |
| 9 | 2,76 | 4,07 | 8 | 5,64 | | | | | |

G.2 Vigas

G2.1 Etapa: dimensionamento sem consideração de verificação da estabilidade global e dos deslocamentos horizontais máximos

Tabela G.2 – Esforços solicitantes de cálculo para vigas

| VIGA | b | h | V _d | M _d | VIGA | b | h | V _d | M _d |
|------|----|----|----------------|----------------|------|----|----|----------------|----------------|
| | cm | cm | kN | kN.cm | | cm | cm | kN | kN.cm |
| V1 | 14 | 45 | -72,82 | -12190 | V12 | 14 | 45 | 70,59 | -8244 |
| V2 | 12 | 45 | 10,26 | -33 | V13 | 14 | 45 | 114,77 | -16451 |
| V3 | 14 | 45 | -72,12 | -12408 | V14 | 14 | 45 | 66,28 | -9292 |
| V4 | 14 | 45 | -78,14 | -10307 | V15 | 25 | 50 | 217,64 | -45533 |
| V5 | 18 | 45 | 159,95 | -27125 | V16 | 25 | 45 | 168,42 | -37948 |
| V6 | 12 | 45 | 5,3 | -13 | V17 | 14 | 50 | -92,03 | -18846 |
| V7 | 14 | 30 | 64,64 | -6511 | V18 | 12 | 45 | -25,91 | -658 |
| V8 | 14 | 35 | 80,75 | -7209 | V19 | 14 | 45 | 151,04 | -13762 |
| V9 | 14 | 45 | 104,25 | -11298 | V20 | 14 | 30 | -57,97 | -5347 |
| V10 | 14 | 40 | 88,04 | -12628 | V21 | 14 | 25 | -52,85 | -1564 |
| V11 | 14 | 45 | 47,34 | -4236 | | | | | |

G2.1: Etapa: dimensionamento final da estrutura

Tabela G.3 – Esforços solicitantes de cálculo para vigas – configuração final

| VIGA | b | h | V_d | M_d | VIGA | b | h | V_d | M_d |
|------|----|----|---------|--------|------|----|----|---------|--------|
| | cm | cm | kN | kN.cm | | cm | cm | kN | kN.cm |
| V1 | 14 | 70 | -115,41 | -24604 | V12 | 14 | 70 | -159,25 | -14466 |
| V2 | 12 | 45 | 10,25 | -32 | V13 | 14 | 45 | -98,07 | -12010 |
| V3 | 14 | 45 | -71,72 | -12408 | V14 | 14 | 45 | -64,78 | -7531 |
| V4 | 14 | 45 | -77,85 | -12887 | V15 | 25 | 50 | 183,62 | -34439 |
| V5 | 18 | 45 | -155,80 | -26564 | V16 | 25 | 45 | 154,97 | -33110 |
| V6 | 12 | 45 | 5,29 | -11 | V17 | 14 | 50 | -89,50 | -17883 |
| V7 | 14 | 30 | 67,62 | -6823 | V18 | 12 | 45 | -25,90 | -658 |
| V8 | 14 | 35 | 79,82 | -6731 | V20 | 14 | 30 | -56,37 | -5015 |
| V9 | 14 | 45 | 102,92 | -11145 | V21 | 14 | 25 | 30,85 | -29 |
| V10 | 14 | 40 | -82,25 | -11017 | | | | | |
| V11 | 14 | 45 | 47,03 | -4093 | | | | | |

G.3 Pilares

G3.1 Etapa: dimensionamento sem consideração da verificação da estabilidade global e dos deslocamentos horizontais máximos

Tabela G.4 – Esforços solicitantes de cálculo para pilares

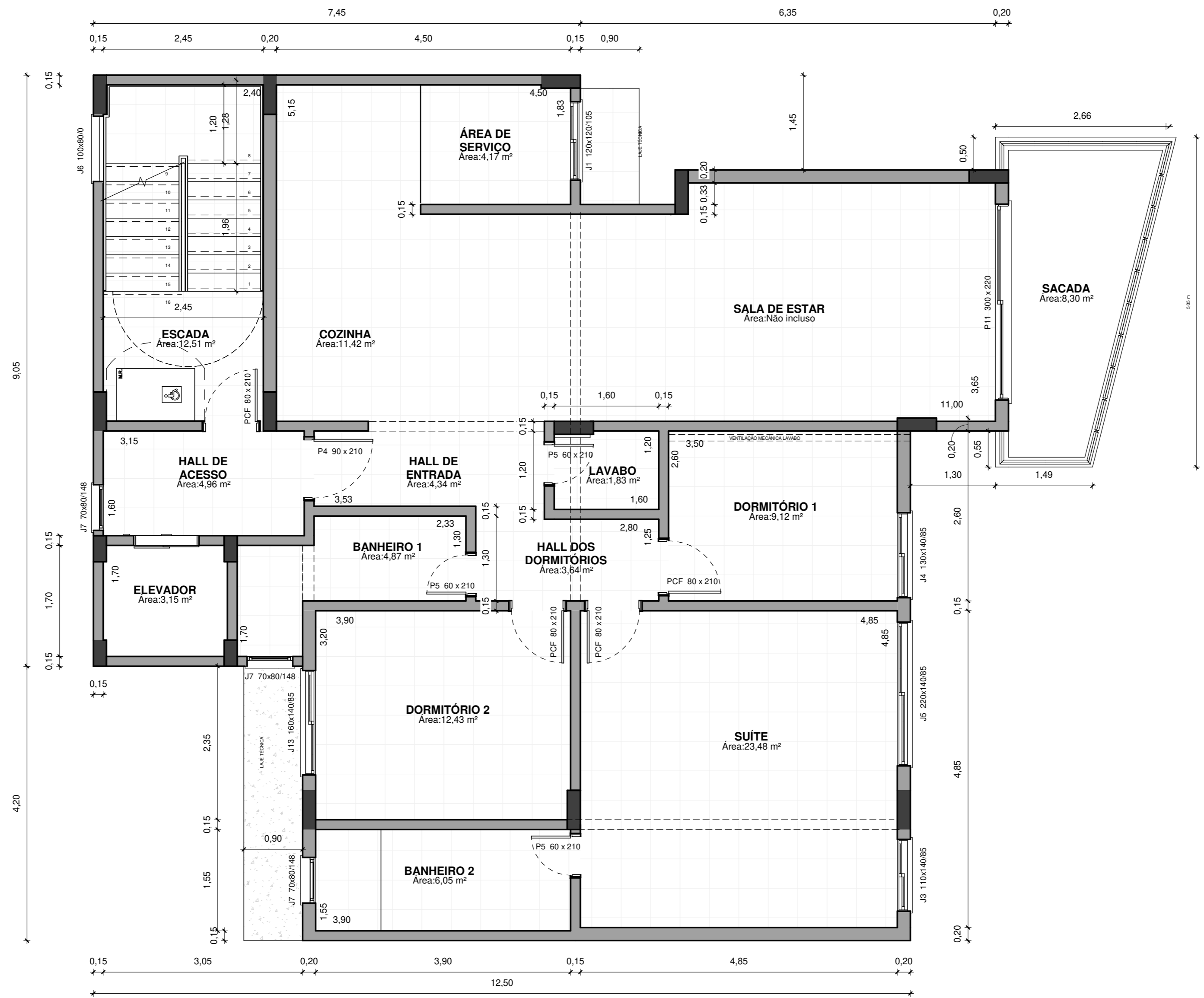
| PILAR | Nd | $M_{x,d}$ | $M_{y,d}$ | PILAR | Nd | $M_{x,d}$ | $M_{y,d}$ |
|-------|---------|-----------|-----------|-------|---------|-----------|-----------|
| | kN | kN.m | kN.m | | kN | kN.m | kN.m |
| P1 | 999,20 | 18,20 | 16,30 | P9 | 3560,90 | 15,70 | 563,60 |
| P2 | 1797,60 | 73,60 | 5,80 | P10 | 650,70 | 7,10 | 19,80 |
| P3 | 1460,40 | 40,80 | 13,90 | P11 | 1450,70 | 46,60 | 2,50 |
| P4 | 1218,70 | 364,60 | 14,20 | P12 | 470,30 | 3,20 | 15,50 |
| P5 | 2016,60 | 49,60 | 48,20 | P13 | 1574,10 | 81,60 | 7,60 |
| P6 | 1037,50 | 22,80 | 5,90 | P14 | 1879,50 | 50,90 | 14,00 |
| P7 | 2383,50 | 165,90 | 2,00 | P15 | 4698,40 | 719,30 | 15,30 |
| P8 | 3417,50 | 3,30 | 358,70 | P16 | 2916,10 | 725,60 | 5,80 |

G3.2 Etapa: dimensionamento final da estrutura

Tabela G.4 – Esforços solicitantes de cálculo para pilares – configuração final

| PILAR | Nd | $M_{x,d}$ | $M_{y,d}$ | PILAR | Nd | $M_{x,d}$ | $M_{y,d}$ |
|-------|---------|-----------|-----------|-------|---------|-----------|-----------|
| | kN | kN.m | kN.m | | kN | kN.m | kN.m |
| P1 | 999,20 | 19,30 | 9,30 | P7 | 2383,50 | 165,90 | 2,00 |
| P2 | 1664,30 | 37,10 | 20,40 | P8 | 3417,50 | 3,30 | 358,70 |
| P3 | 1413,00 | 42,30 | 28,50 | P9 | 3560,90 | 15,70 | 563,60 |
| P4 | 1218,70 | 364,60 | 14,20 | P14 | 1879,50 | 50,90 | 13,40 |
| P5 | 2077,30 | 14,20 | 88,20 | P15 | 4698,40 | 719,30 | 28,60 |
| P6 | 758,40 | 3,00 | 20,00 | P16 | 2916,10 | 725,60 | 5,80 |

ANEXO A – Planta baixa arquitetônica – pavimento tipo

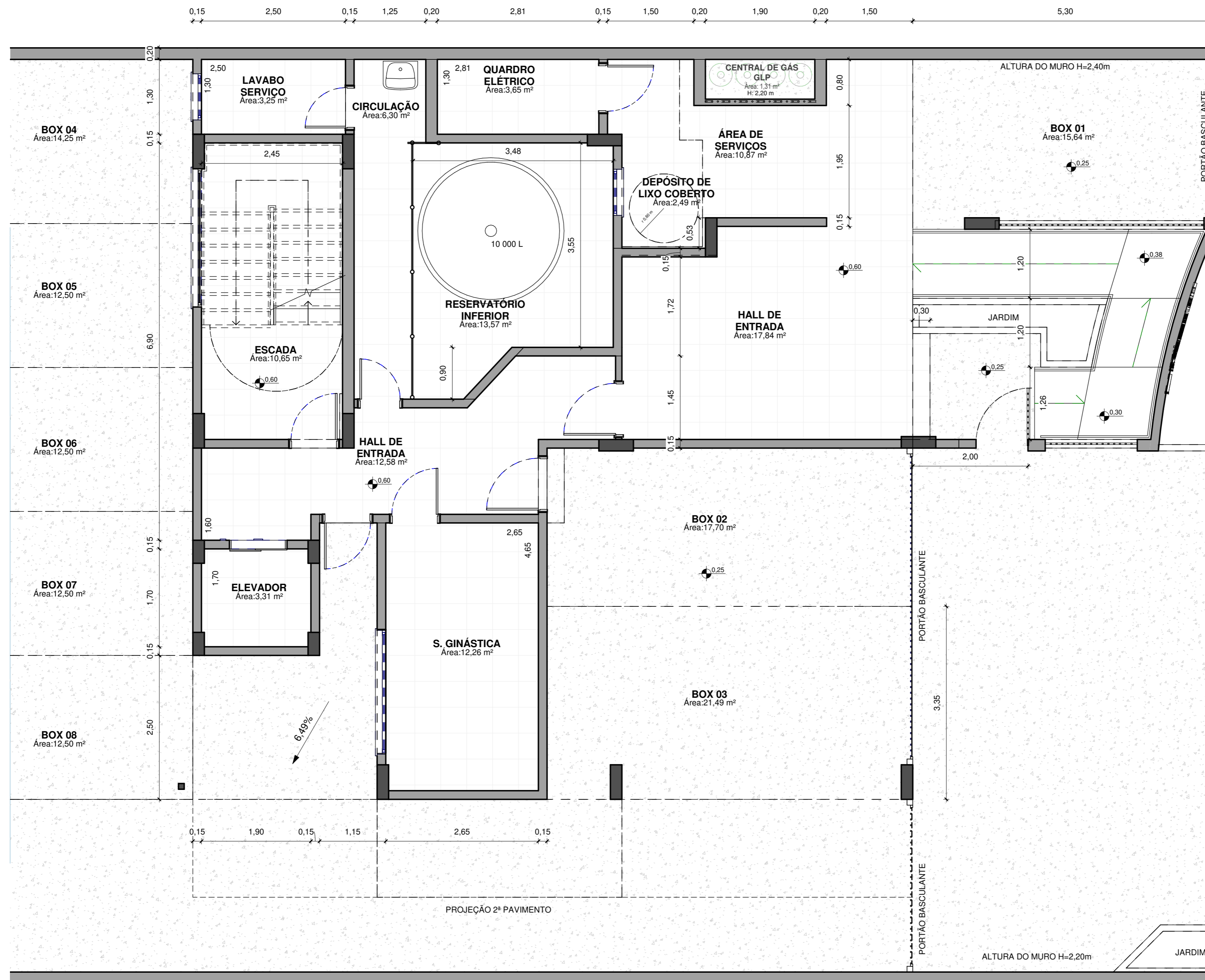


PAVIMENTO TIPO

1 : 50

| | | | |
|---|--|--|--|
| <p>UFRGS UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL</p> | UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL | | |
| | ANEXO A | | |
| | Título: Estudo de caso: dimensionamento estrutural de um edifício residencial a partir de um projeto arquitetônico existente | | |
| | Aluno: Marina Kaercher | Orientador: Prof. João Ricardo Masuero | |
| Planta Baixa - Pavimento Tipo | | | |
| Escala: 1:50 | Data: Junho/2018 | Folha: 01/02 | |

ANEXO B – Planta baixa arquitetônica – pavimento térreo



TÉRREO
1 : 50



| | | |
|--|--|--------------|
| UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL | | |
| ANEXO B | | |
| Título: Estudo de caso: dimensionamento estrutural de um edifício residencial a partir de um projeto arquitetônico existente | | |
| Aluno: Marina Kaercher | Orientador: Prof. João Ricardo Masuero | |
| Planta Baixa - Pavimento Térreo | | |
| Escala: 1:50 | Data: Junho/2018 | Folha: 02/02 |