

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

GUILHERME BERTA OLIVEIRA MARTINS

**ESTUDO COMPARATIVO DE CONSUMO DE MATERIAIS DE UM
EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO PARA DUAS SOLUÇÕES
ESTRUTURAIS DIFERENTES**

Porto Alegre

Abril 2023

Estudo comparativo de consumo de materiais de um edifício em concreto armado para duas soluções estruturais diferentes

GUILHERME BERTA OLIVEIRA MARTINS

**ESTUDO COMPARATIVO DE CONSUMO DE MATERIAIS DE UM
EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO PARA DUAS SOLUÇÕES
ESTRUTURAIS DIFERENTES**

Trabalho de Conclusão de Curso 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: ROBERTO DOMINGO RIOS

Porto Alegre

Abril 2023

GUILHERME BERTA OLIVEIRA MARTINS

**ESTUDO COMPARATIVO DE CONSUMO DE MATERIAIS DE UM
EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO PARA DUAS SOLUÇÕES
ESTRUTURAIS DIFERENTES**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, abril de 2023

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Jean Marie Désir (UFRGS)

Dr. Pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Profa. Paula Manica Lazzari (UFRGS)

Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Roberto Domingo Rios(UFRGS)

Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a minha mãe, Zélia, que é o ser humano mais forte que eu conheço e sempre foi minha principal fonte de inspiração. E aos meus irmãos, Dione, Cátia, Katiussa e João Paulo, que sempre me apoiaram incondicionalmente e que, juntos de minha mãe, “pavimentaram” esta conquista.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha mãe, Zélia, que sempre batalhou muito para fornecer as condições necessárias para que eu chegasse até este momento, sempre será a minha heroína e a minha fonte inesgotável de motivação. Obrigado do fundo do meu coração por ser este ser humano genuinamente bom.

Agradeço ao meu irmão, Dione, por me transmitir desde cedo ensinamentos práticos sobre construção civil (em pequenas obras caseiras que tinham sempre como respaldo a experiência empírica) e que me fizeram ter a certeza de que eu escolhera a profissão certa, além de todos ensinamentos sobre a vida, exercendo, muitas vezes, o papel de um pai e que, recentemente me presenteou com meu sobrinho amado Arthur.

Agradeço a minha irmã, Cátia, talvez o ser humano mais honesto que conheço, obrigado por ter me alfabetizado, sempre me ajudou e esteve comigo em cada dificuldade que a vida pôs no meu caminho (muitas vezes sofrendo mais que eu com as adversidades), mãe da minha única sobrinha mulher, Mariana, a quem eu amo, recentemente também me presenteou com meu outro sobrinho amado Bento.

Agradeço a minha irmã, Katiussa, que respira seu trabalho, que encontrou sua vocação e que, apesar de muitas vezes duvidar de si mesma, é uma mulher extremamente competente ao que se dispõe a fazer, obrigado por me dar apoio, abraços, carinhos, beijos e sempre com seu jeito alegre e divertido elevar o ânimo quando as coisas pareciam meio xoxas, mãe do meu sobrinho homem mais velho, Bruno, a quem eu amo.

Agradeço ao meu irmão, João Paulo, que pela pouca diferença de idade viveu comigo praticamente todos momentos da minha vida, muito entrosamento no futebol e muitas noites em claro disputando games e tirando minha atenção dos estudos, mas que me forneciam o acalento que eu necessitava naqueles momentos.

Agradeço aos meus cunhados, Luiz e Roseli, por todos momentos que estiveram me apoiando e torcendo por mim.

Agradeço a todos os amigos que torceram por mim de alguma forma e por todo companheirismo de sempre, em especial aos meus amigos e colegas de profissão, Guilherme e João, que sempre foram e serão fontes de trocas extremamente valiosas e ao Olavo, com quem dividi muitas conversas nesses anos.

Agradeço ao Professor Rios, por aceitar a orientação deste trabalho e por ser um excelente professor que, por uma manobra do destino, tive o enorme prazer de ser aluno, sempre com muito empenho e preocupação com o aprendizado.

Agradeço a todo pessoal da Vantec Estruturas, ao Marne por todas as conversas amigáveis e profissionais desses últimos anos e, em especial, ao Engenheiro Takeo que é um exemplo que quero seguir na vida profissional, além de supervisor é, para mim, um grande professor, transmitindo sempre muitos aprendizados e foi peça fundamental para eu chegar até aqui.

It's not our abilities that show us what we truly are; It's
our choices.

Albus Percival Wulfric Brian Dumbledore

(J.K. Rowling)

RESUMO

Este trabalho versa sobre a comparação de duas soluções estruturais para uma edificação residencial multifamiliar, tendo como objetivo determinar qual das soluções propostas apresenta os menores quantitativos de concreto, aço e formas. A partir das plantas de arquitetura disponibilizadas por uma construtora fez-se a modelagem e a simulação das estruturas no software CAD/TQS versão 20.18. Uma no modelo estrutural convencional, com pilares e vigas formando pórticos de contraventamento e lajes, chamada neste estudo de Estrutura I, simulada no modelo IV do CAD/TQS, buscou-se nessa solução ter vãos relativamente pequenos. Uma estrutura com pilares, lajes lisas e vigas nos bordos, chamada neste trabalho de Estrutura II, simulada no modelo VI. Fez-se a simulação das duas estruturas e após análise da rigidezes constatou-se que se tratavam de estruturas de nós fixos. A comparação entre os projetos foi focada nas duas concepções estruturais, atendimentos dos requisitos normativos a cerca de cargas para dimensionamento, estabilidade global e lateral, flechas admissíveis, limites de deslocamentos e taxas máximas de armaduras. Na segunda parte do trabalho, foi realizada a comparação entre o volume total de concreto, o peso total de aço e área total de formas entre as duas estruturas. Com isso, pensando em custos dos materiais, tentou-se apontar qual a estrutura, dentre as duas propostas, possivelmente, fosse a mais eficiente.

Palavras-chave: CAD/TQS. Lajes Lisas.
Edificação Residencial Multifamiliar. Concreto. Aço. Área de Formas.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Arquitetura Proposta do Pavimento Térreo para o Edifício Modelo.	41
Figura 2 - Arquitetura Proposta do Pavimento Tipo para o Edifício Modelo.	42
Figura 3 - Arquitetura Proposta do Pavimento Cobertura para o Edifício Modelo.....	43
Figura 4 - Corte Esquemático do Edifício Modelo.	45
Figura 5 - Geometria da Escada do Pavimento Tipo.....	48
Figura 6 - Corte AA.....	48
Figura 7 - Corte BB	49
Figura 8 - Cargas Permanentes + Acidental	49
Figura 9 - Mapa das Isoplefas.....	52
Figura 10 - Área de Influência para o Pavimento Tipo da Estrutura de Lajes Maciças.....	55
Figura 11 - Área de Influência dos Pilares	58
Figura 12 - Análise de segunda ordem	63
Figura 13 - Método de vigas contínuas	69
Figura 14 - Método de vigas e pilares	69
Figura 15 - Método de grelha somente de vigas.....	70
Figura 16 - Método de grelha de vigas e lajes.....	71
Figura 17 - Método dos elementos finitos	72
Figura 18 - Método de pórtico plano	73
Figura 19 - Método de pórtico espacial	74
Figura 20 - Método dos elementos finitos	75
Figura 21 - Estrutura I	78
Figura 22 - Estrutura II.....	19
Figura 23 - Deformações na grelha do pavimento tipo da Estrutura I	21
Figura 24 - Envoltória do γz da Estrutura I.....	22
Figura 25 - Deformações na grelha do pavimento tipo da Estrutura II.....	26
Figura 26 - Envoltória do γz da Estrutura II.....	27
Figura 27 - Comparativo dos quantitativos do consumo de concreto	30

Figura 28 - Comparativo dos quantitativos do consumo de aço	31
Figura 29 - Comparativo dos quantitativos do consumo de formas	32
Figura 30 - Comparativo das taxas de consumo de aço por metro cúbico de concreto.....	33

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Quantitativo de concreto da Estrutura I, valores em m ³	23
Tabela 2 - Quantitativo de Aço da Estrutura I, valores em kg	23
Tabela 3 - Quantitativo de formas da Estrutura I, valores em m ²	23
Tabela 4 - Taxa de kg de aço por m ³ de concreto da Estrutura I.....	24
Tabela 5 - Quantitativo de concreto da Estrutura II, valores em m ³	28
Tabela 6 - Quantitativo de Aço da Estrutura II, valores em kg	28
Tabela 7 - Quantitativo de formas da Estrutura II, valores em m ²	28
Tabela 8 - Taxa de kg de aço por m ³ de concreto da Estrutura II.....	29
Tabela 9 – Esforços no nível das fundações.....	34
Tabela 10 - Resumo dos deslocamentos em cada estrutura, valores em centímetros	34

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

MEF – Método dos Elementos Finitos

NSC – Número de Subestruturas de Contraentamento

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c – área da seção de concreto

A_e – área exposta ao vento

A_p – área de influência do pilar

$A_{s,mím}$ – área de aço mínima

a – deslocamento horizontal no andar

b – coeficiente conforme classe do edifício e categoria do terreno na análise de forças devidas ao vento

C_a – coeficiente de arrasto

e – espessura da parede

E_{cs} – módulo de elasticidade secante do concreto

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto

$f_{tk,sup}$ – resistência característica superior de tração do concreto

Fr – coeficiente conforme classe do edifício e categoria do terreno na análise de forças devidas ao vento

F_{vj} – força vertical provenientes de um andar.

F_v – força devida ao vento

f_{yd} – tensão de escoamento de cálculo do aço

H_{tot} - altura total do edifício

H_i – desnível entre dois pavimentos consecutivo

H_j – desnível do pavimento até a base da estrutura

h_a – altura da abertura

h_v – altura da viga

I_c – momento de inércia

L – vão do elemento considerado

l_y – maior vão da laje

l_x – menor vão da laje

L_v – vão da viga

$M_{d,mím}$ – momento fletor mínimo

$M_{1,tot,d}$ – momento de tombamento

$M_{tot,d}$ – momento provocado pelo deslocamento horizontal da estrutura

N_k – esforço normal característico

N_d – esforço normal de cálculo

nd – número de bordas engastadas da laje

P – coeficiente conforme classe do edifício e categoria do terreno na análise de forças devidas ao vento

q – pressão dinâmica exercida pelo vento

S_1 – fator topográfico

S_2 – fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

S_3 – fator de grau de segurança do edifício

V_k – velocidade característica do vento

V_0 – velocidade básica do vento

W_0 – módulo de resistência

z – nível do pavimento ou edificação analisado

Z_1 – valor tomado como 10 para vigas isostáticas ou 12 para vigas hiperestáticas.

α – parâmetro de instabilidade

β – coeficiente de majoração devido a posição do pilar;

γ_a – peso específico aparente da argamassa de revestimento

γ_z – parâmetro de instabilidade e coeficiente de majoração dos efeitos globais de 1º ordem para obtenção dos esforços de 2º ordem

ρ_s – taxa de armadura da seção de concreto

σ_{id} – tensão ideal de cálculo do concreto

Sumário

1 INTRODUÇÃO	36
2 METODOLOGIA.....	39
2.1 QUESTÃO DO ESTUDO	39
2.2 OBJETIVO DO ESTUDO	39
2.3 HIPÓTESES	39
2.4 DELIMITAÇÕES.....	39
2.5 LIMITAÇÕES	39
3 EDIFÍCIO MODELO	41
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	46
4.1 CARREGAMENTOS.....	46
4.1.1 Cargas nas Lajes.....	46
4.1.2 Cargas de Paredes	46
4.1.3 Carga do Reservatório Superior	47
4.1.4 Carga da Escada	47
4.1.5 Cargas Devidas ao Vento	50
4.1.5.1 Pressão dinâmica	50
4.1.5.2 Velocidade básica do vento	51
4.1.5.3 Fator S1	52
4.1.5.4 Fator S2	53
4.1.5.5 Fator S3	53
4.1.6 Coeficiente de Arrasto.....	54
4.1.7 Área Exposta ao Vento.....	54
4.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO	55
4.2.1 Lajes.....	56
4.2.2 Vigas.....	56

4.2.3 Pilares	57
4.3 DIMENSÕES-LIMITES.....	58
4.3.1 Lajes.....	59
4.3.2 Vigas.....	59
4.3.3 Pilares	59
4.4 TAXAS MÁXIMA E MÍNIMA DE ARMADURA	60
4.4.1 Vigas.....	60
4.4.2 Pilares	61
4.5 DESLOCAMENTOS-LIMITES	61
4.6 ESTABILIDADE GLOBAL.....	62
4.6.1 Efeito de Primeira e Segunda Ordem.....	62
4.6.2 Coeficiente α	64
4.6.3 Coeficiente γ_z	65
4.7 MODELOS ESTRUTURAIS	67
4.7.1 Métodos aproximados e vigas contínuas	68
4.7.2 Vigas e pilares	69
4.7.3 Grelha somente de vigas	70
4.7.4 Grelha de vigas e lajes.....	70
4.7.5 Elementos finitos de casca modelados como lajes	71
4.7.6 Pórtico plano	72
4.7.7 Pórtico espacial	73
4.7.8 Combinações dos modelos	74
5 ESTRUTURAS PROPOSTAS	76
5.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS	76
5.2 ESTRUTURA I.....	77

5.3 ESTRUTURA II	78
6 ANÁLISE DAS ESTRUTURAS PROPOSTAS	19
6.1 ESTRUTURA I.....	19
6.1.1 Dimensionamento	19
6.1.2 Deslocamento e estabilidade global.....	20
6.1.3 Quantitativos.....	22
6.2 ESTRUTURA II	24
6.2.1 Dimensionamento	24
6.2.2 Deslocamento e estabilidade global.....	25
6.2.3 Quantitativos.....	27
7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	30
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	35
9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS	37
APÊNDICES	39

1 INTRODUÇÃO

Ao longo de sua carreira o profissional de engenharia civil que pretende trabalhar com estruturas, sejam elas quais forem, enfrentará diversos desafios, tais como projetar uma estrutura de concreto armado, dimensionando todos os elementos que a compõe. De maneira geral, a elaboração de um projeto estrutural mesmo para edificações de configurações menos robustas abrange uma sequência de tarefas fundamentais para o adequado dimensionamento dos elementos que a integram. Uma das funções do concreto é a de proteger a armadura. Meira e Padaratz (2002) observam que os gastos com intervenções de manutenção, para estruturas com alto grau de deterioração, podem chegar a 40% dos custos de execução do componente em questão. Os projetos estruturais de concreto armado, a serem apresentados, guiam-se pelas normas vigentes e pelas boas práticas - desta forma são utilizadas normas ABNT e bibliografia especializada consolidada dentro dos meios profissionais e acadêmicos.

A partir de um projeto arquitetônico fornecido pelo cliente ou projetado pelo próprio engenheiro, a tarefa do profissional de engenharia passa pela concepção estrutural que mais se adequará ao tipo de uso da estrutura, definição das cargas e suas combinações que atuarão na estrutura e, por último, o dimensionamento dos elementos, tais como lajes, vigas, pilares, escadas, reservatórios etc. Conforme Manoel Henrique Campos Botelho (1996) tanto o engenheiro pode fazer quase tudo da arquitetura, como o arquiteto pode fazer tudo da engenharia de construções civis, inclusive calcular prédios de qualquer altura.

É de senso comum entre os engenheiros de estruturas de que a análise estrutural constitui uma das etapas mais importantes do projeto da estrutura, pois é a partir dela que se obtêm os esforços a serem considerados no dimensionamento. Logo, os sistemas computacionais se tornaram uma ferramenta imprescindível para a elaboração dos projetos estruturais, sobretudo no que tange à avaliação da estabilidade global da estrutura, assim como são ferramentas auxiliares no dimensionamento e as vezes o detalhamento dos elementos estruturais.

Em relação ao sistema estrutural adotado para uma determinada edificação, nem sempre o projetista possui liberdade para a sua escolha, pois condicionantes como custo e adequação ao projeto arquitetônico podem ser alguns dos limitantes para a decisão do sistema a ser

utilizado. Embora a solução convencional (lajes, vigas e pilares) seja uma das mais utilizadas, soluções em lajes lisas (apoiadas diretamente sobre os pilares), sejam elas maciças ou nervuradas, vêm ganhando seu espaço. Segundo Hennrichs (2003, p. 34):

A crescente aplicação de lajes planas em estruturas de edifícios se deve basicamente a dois motivos:

- a) exigência de estruturas com melhor desempenho executivo, ou seja, de execução mais simples e rápida e com redução de custos; e melhor desempenho funcional, permitindo que se tenham ambientes mais confortáveis e personalizados;
- b) maior facilidade na elaboração de projetos com lajes planas, em virtude do desenvolvimento de programas avançados de cálculo estrutural, que utilizam análise por Elementos Finitos e Analogia de Grelha.

Ainda é possível citar outras vantagens como a possibilidade da redução do pé direito, o que acarreta na diminuição da altura total da edificação, ou ainda obter um maior número de pavimentos em relação a estruturas convencionais, dentro de uma mesma limitação de altura total, muitas vezes imposta por legislação. Entretanto, possuem algumas desvantagens, as quais merecem ser destacadas devido a sua importância na escolha do sistema estrutural. Uma delas é a presença do efeito de punção na região dos apoios que, conforme Melges (1995, p. 21) define:

O fenômeno da punção de uma placa é basicamente a sua perfuração devida às altas tensões de cisalhamento, provocadas por forças concentradas ou agindo em pequenas áreas. Nos edifícios com lajes-cogumelos [laje lisas com a presença de capitéis], esta forma de ruína pode se dar na ligação da laje com os pilares, onde a reação do pilar pode provocar a perfuração da laje.

Outro importante problema a ser mencionado, é que a ausência de vigas prejudica a definição de pórticos, os quais formam, nas estruturas convencionais, um eficiente sistema de contraventamento, auxiliando na estabilidade global da estrutura. Devido à ausência ou à ineficiência dos pórticos formados em estruturas com lajes lisas, a responsabilidade pela estabilidade global acaba sendo transferida exclusivamente para os pilares, os quais muitas vezes são insuficientes para tal finalidade. Logo, para solucionar essa deficiência, é comum a utilização núcleos de rigidez como caixas de elevadores e de escadas.

O presente trabalho buscará avaliar dois tipos de estruturas, uma de lajes lisas e outra de lajes maciças e vigas. E considerando os resultados obtidos por cada uma das soluções, fazer um

comparativo a fim de estabelecer critérios que facilitem e auxiliem na escolha de uma solução em detrimento de outra.

Estrutura de concreto armado é a mais utilizada no país, seja em edifícios residenciais ou em edifícios comerciais. Em engenharia além do desafio de construir uma edificação segura e confortável, espera-se que o engenheiro tenha a capacidade de tornar o projeto econômico e sustentável. Por possuir um caráter acadêmico, este projeto estrutural discrimina quais foram as premissas adotadas para seu dimensionamento, bem como as etapas da análise estrutural. Como produto final, este trabalho apresenta a memória de cálculo extraída do software TQS/CAD, algumas representações gráficas e os comparativos dos quantitativos entre as duas soluções propostas.

2 METODOLOGIA

As diretrizes para o desenvolvimento deste trabalho são descritas nos itens a seguir.

2.1 QUESTÃO DO ESTUDO

A questão deste estudo é: qual estrutura dentre as duas propostas retorna um consumo menor de materiais (aço, concreto e formas).

2.2 OBJETIVO DO ESTUDO

O objetivo principal deste estudo é avaliar qual solução estrutural, utilizando concreto armado, apresenta o menor consumo de materiais.

Objetivo secundário é avaliar se ocorre uma variação de comportamento significativa entre uma estrutura e outra.

2.3 HIPÓTESES

Admite-se como hipóteses deste trabalho que possíveis erros cometidos no dimensionamento, análise estruturais e quantitativos gerados no software CAD/TQS v20.18 para cada uma das estruturas propostas é constante e modifica proporcionalmente os resultados obtidos.

2.4 DELIMITAÇÕES

Este trabalho limita-se a comparar os resultados obtidos para um edifício com área de aproximadamente de 550 m² por pavimento de 10 pavimentos e pé direito de 2,75 m construído em concreto armado.

2.5 LIMITAÇÕES

São limitações deste estudo:

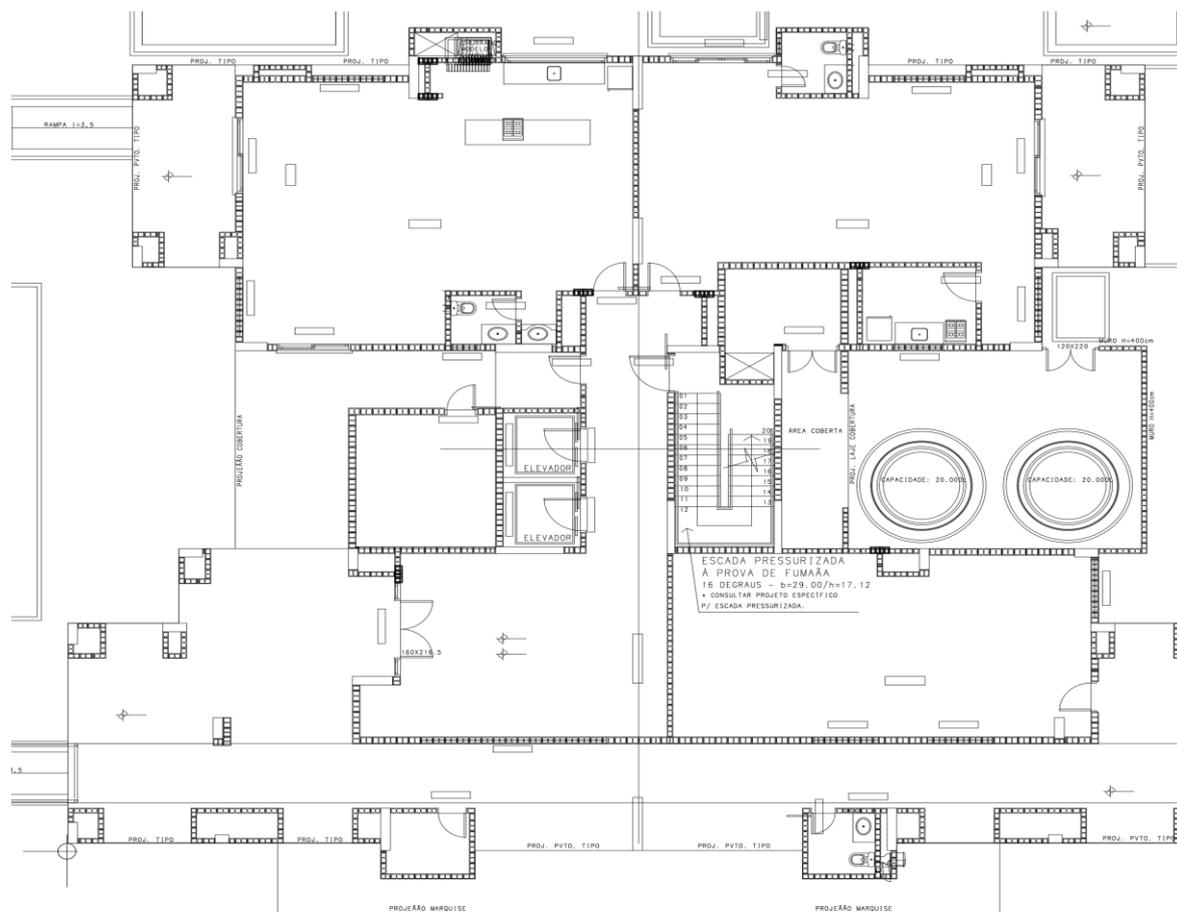
- a) As estruturas foram processadas através do software CAD/TQS, versão 20.18;
- b) foram comparadas 2 estruturas diferentes;
- c) não foi levado em consideração a interferência com vagas de garagem para o lançamento de pilares;
- d) uma das estruturas modelou-se com lajes lisas, vigas nos bordos e pilares e a outra estrutura modelou-se com vigas pilares e lajes maciças.

3 EDIFÍCIO MODELO

A arquitetura do edifício utilizado neste estudo foi proposta originalmente para um edifício residencial na cidade de Porto Alegre – RS. As dimensões em planta do projeto arquitetônico sofreram pequenas modificações para ajustar os vãos entre pilares de acordo com a necessidade do estudo, pois para a proposta de lajes lisas os pilares tem geometrias e posições diferentes da proposta com lajes maciças e vigas.

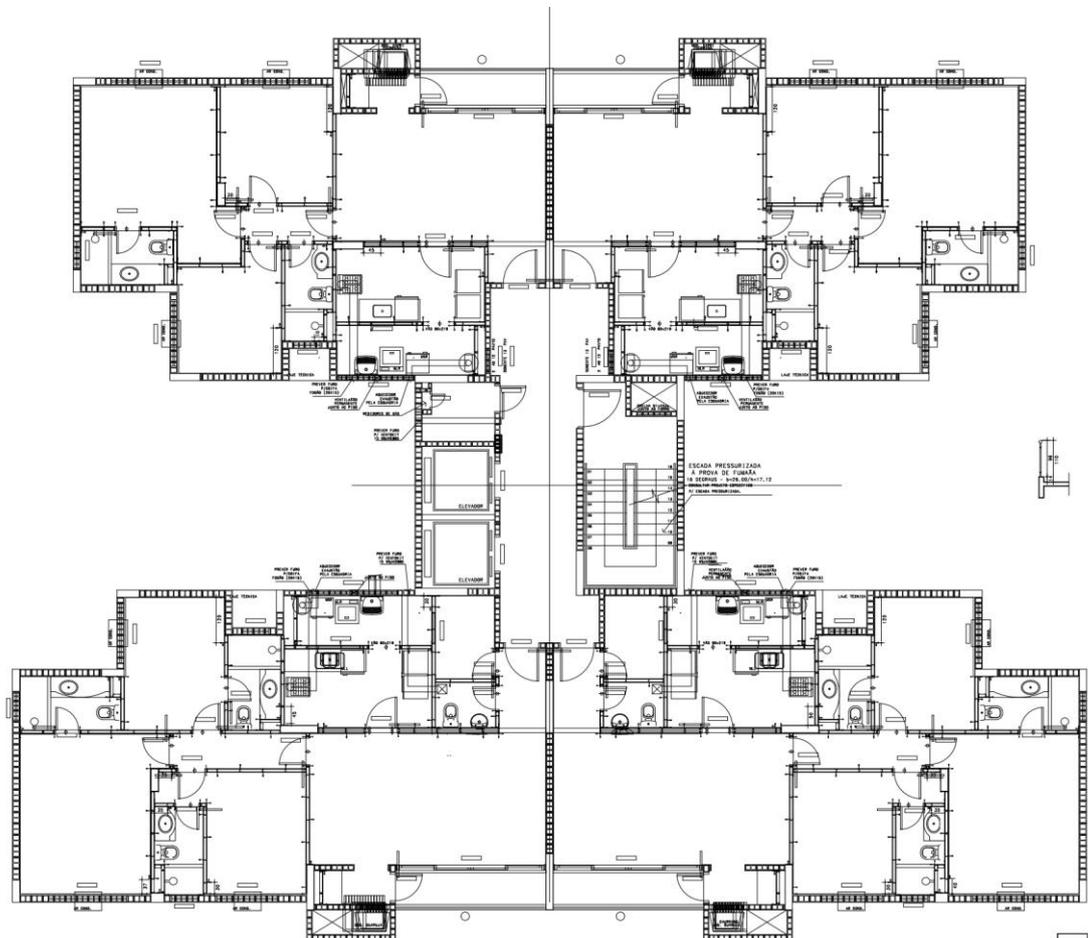
As Figuras 1, 2 e 3, mostram as plantas baixas de arquitetura do pavimento térreo, pavimento tipo e cobertura, respectivamente, e as características a seguir serão compartilhadas pelas duas estruturas propostas.

Figura 1 - Arquitetura Proposta do Pavimento Térreo para o Edifício Modelo.



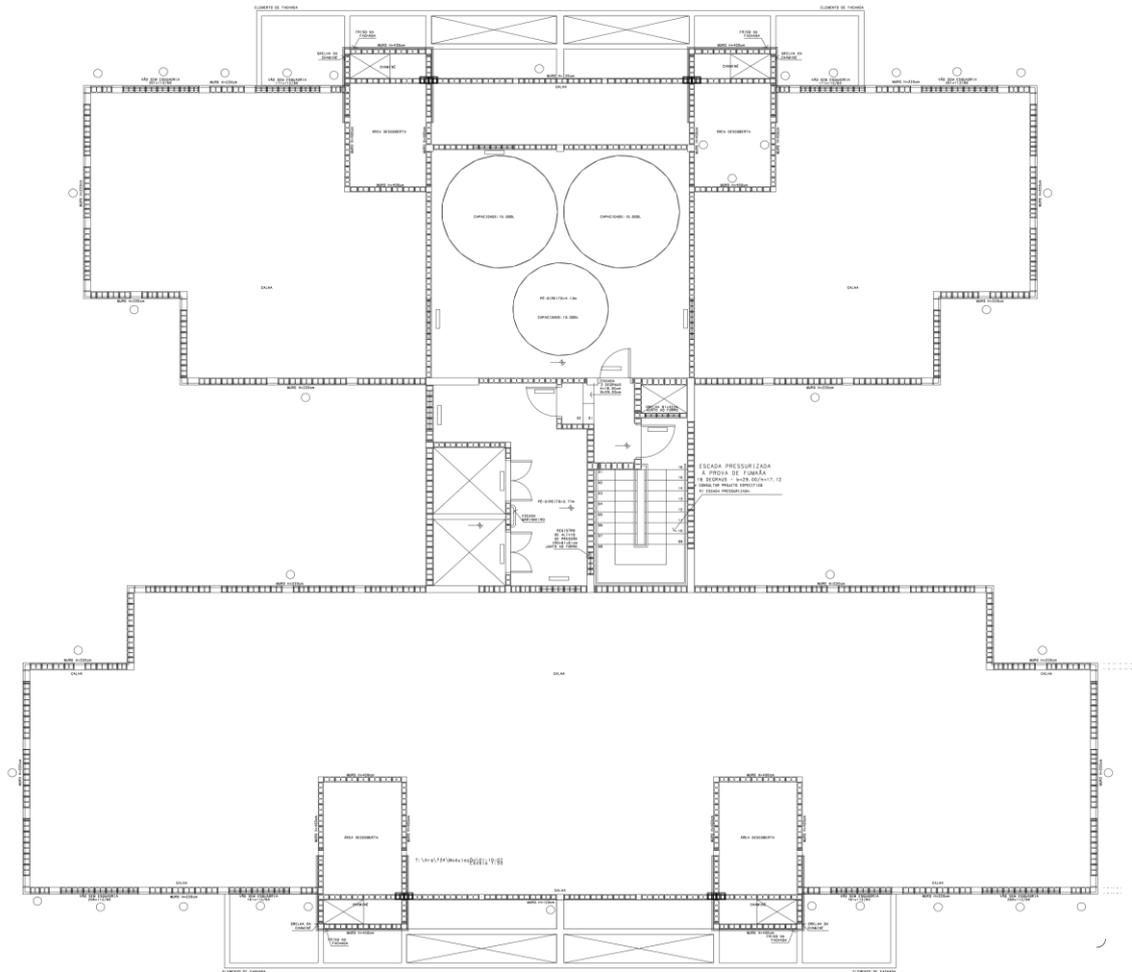
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 2 - Arquitetura Proposta do Pavimento Tipo para o Edifício Modelo.



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 3 - Arquitetura Proposta do Pavimento Cobertura para o Edifício Modelo.



(fonte: elaborada pelo autor)

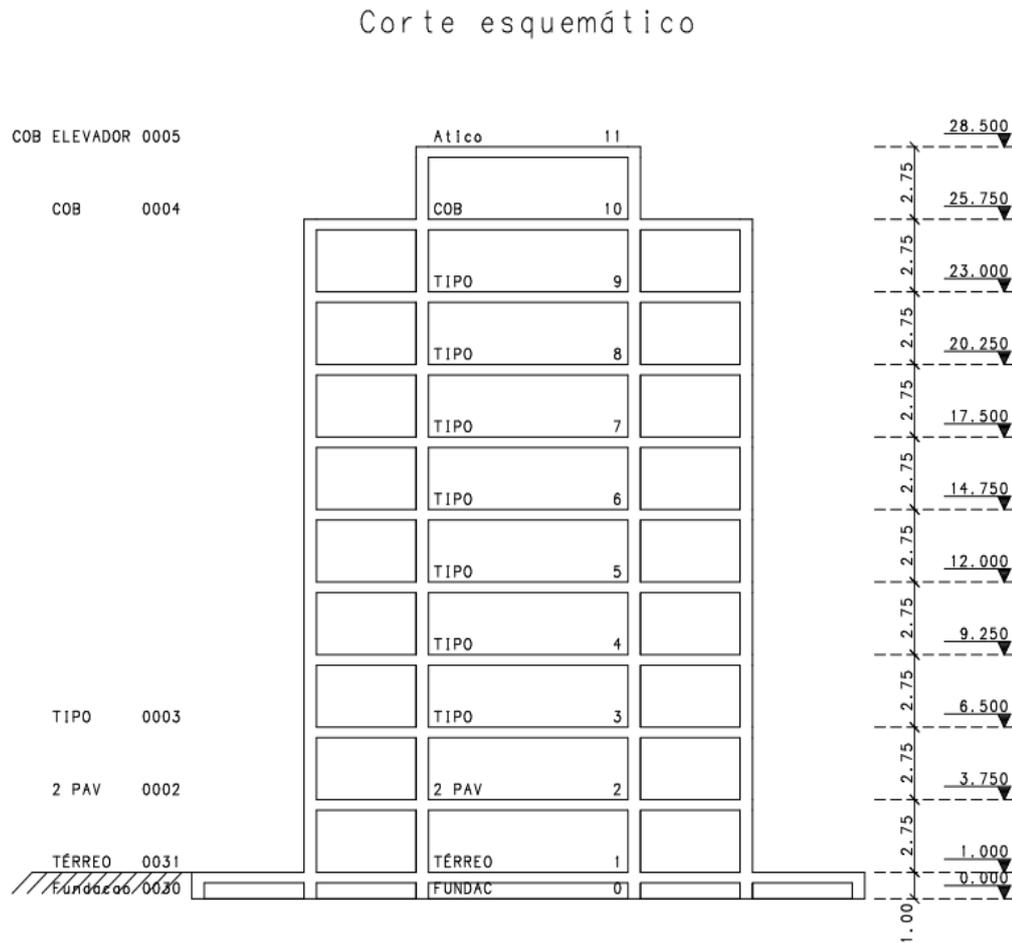
A partir das plantas de arquitetura dos pavimentos: térreo, tipo e cobertura e fez-se a concepção estrutural das soluções propostas. O edifício tem 12 pavimentos, um pavimento chamado fundações e todos os pilares de ambos os modelos nascem neste pavimento, um pavimento chamado térreo em que estão as vigas baldrame para travamento dos pilares e os poços dos elevadores, um pavimento chamado 2º pavimento usado aqui unicamente para fazer a mudança de seção dos pilares, porém o pavimento é exatamente igual ao pavimento tipo, 7

pavimentos tipo, um pavimento chamado cobertura e um pavimento chamado cobertura dos elevadores. Com exceção do térreo que tem pé direito estrutural de 1,00 m todos demais pavimentos com pé direito estrutural de 2,75 m, totalizando 28,5m de altura conforme a Figura 4.

O térreo tem aproximadamente 530 m² de área construída, basicamente com espaços para salão de festas, fitness e para reservatórios inferiores, caixa para o elevador e para a escada, localizadas próximas ao meio da planta. O pavimento tipo tem aproximadamente 465 m² de área construída, divididos em 4 apartamentos residenciais, com espaços para estar, cozinha, lavanderia, dormitórios, sanitários e sacada com churrasqueira. A cobertura tem aproximadamente 522 m² de área construída, com espaço para a alocação de reservatórios superiores posicionados conforme a planta de arquitetura.

Para realizar o estudo dos quantitativos de aço, concreto e formas foram criados dois modelos estruturais, utilizando o software de cálculo estrutural CAD/TQS v20.18. As estruturas foram projetadas visando respeitar os parâmetros estabelecidos na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) para aceitação da solução estrutural, de tal forma, que qualquer uma das soluções fosse possível de ser executada.

Figura 4 - Corte Esquemático do Edifício Modelo.



(fonte: elaborada pelo autor)

A diferença entre as duas estruturas é que a primeira foi modelada com lajes maciças e vigas e os pilares foram posicionados de modo a manter vãos de no máximo 7 m e compatíveis com o projeto arquitetônico proposto e a segunda foi modelada com lajes lisas, vigas nos bordos e pilares que foram posicionados de maneira a criar um núcleo rígido na região dos elevadores e escada e distribuídos pela planta de maneira a promover estabilidade à estrutura além de também ser compatível com o projeto arquitetônico. Ambas as estruturas foram modeladas como estruturas de nós fixos e os efeitos de segunda ordem foram desprezados, fato este posteriormente verificados com os parâmetros de estabilidade.

A planta de arquitetura pode ser visualizada em escala adequada no Anexo A.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados alguns conceitos, referências normativas, metodologias e considerações utilizadas no decorrer do trabalho.

4.1 CARREGAMENTOS

Os carregamentos considerados neste trabalho e as metodologias utilizadas para determinação dos valores utilizados.

4.1.1 Cargas nas Lajes

Os carregamentos nas lajes do edifício foram definidos de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 2019) sendo de:

- a) 1,0 kN/m² de carga permanente em lajes, para os revestimentos de piso e impermeabilização;
- b) 1,5 kN/m² de carga acidental, exceto corredores de áreas comuns;
- c) 3,0 kN/m² de carga acidental para corredores com acesso ao público.

4.1.2 Cargas de Paredes

De modo geral os carregamentos das paredes foram estimados com base nas equações (1) e (2) apresentadas a seguir:

$$q = (2,75 - hv)1,5 \quad (1)$$

$$q = (2,75 - hv)1,8 \quad (2)$$

Sendo:

hv: altura da viga.

Os valores dos pesos dos blocos com revestimentos foram tomados conforme estabelecido na NBR 6120 (ABNT, 2019). A estimativa da carga para o bloco de alvenaria com 1 cm de espessura de revestimento em argamassa foi de 4,0 kN/m para bloco de 19 cm e de 3,3 kN/m para o bloco de 14 cm com o mesmo revestimento supracitado.

4.1.3 Carga do Reservatório Superior

O reservatório superior conforme necessidade de arquitetura exigia dois reservatórios de 15.000 litros que tiveram suas cargas distribuídas em uma região de diâmetro igual a 3,0 m que gerou uma carga por área igual a 2,5 kN/m² e um reservatório de 10.000 que teve sua carga distribuída em uma região de diâmetro igual a 2,5 m e que gerou uma carga por área igual a 2,0 kN/m². A carga foi distribuída no pavimento cobertura.

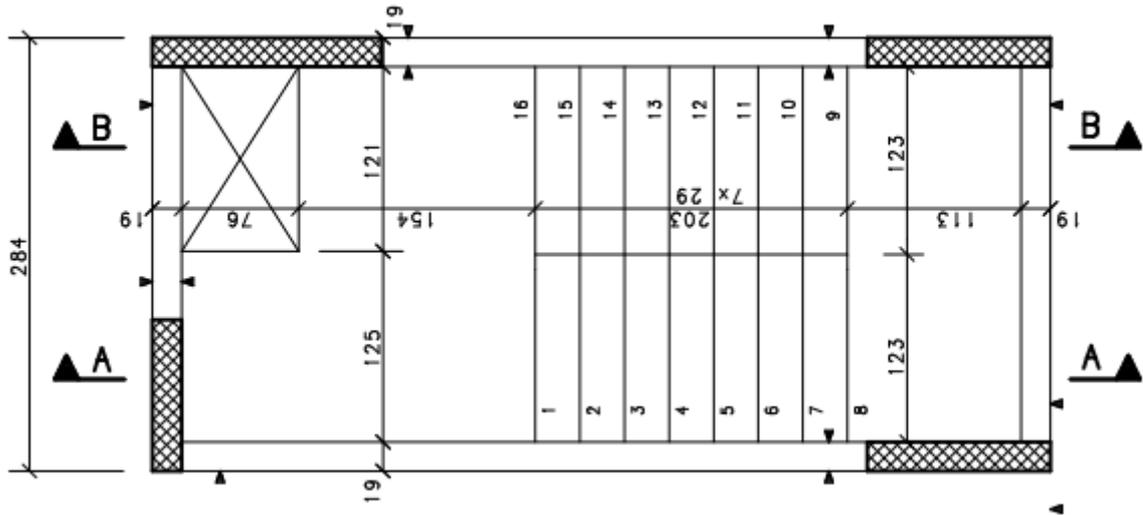
4.1.4 Carga da Escada

A carga da escada foi determinada seguindo a metodologia proposta na apostila Projeto de Estruturas de Concreto Armado (CAMPOS FILHO, 2014) e as reações calculadas com o auxílio do software FTOOL.

Para determinar as reações da escada foi utilizada carga acidental de 3 kN/m² conforme NBR 6120 (ABNT, 2019). Foram considerados ainda 1,0 kN/m² de carga permanente para revestimento e o a carga devido ao peso próprio foi calculada considerando uma espessura de laje para escada de 13 cm. A geometria da escada do pavimento tipo pode ser vista nas Figura

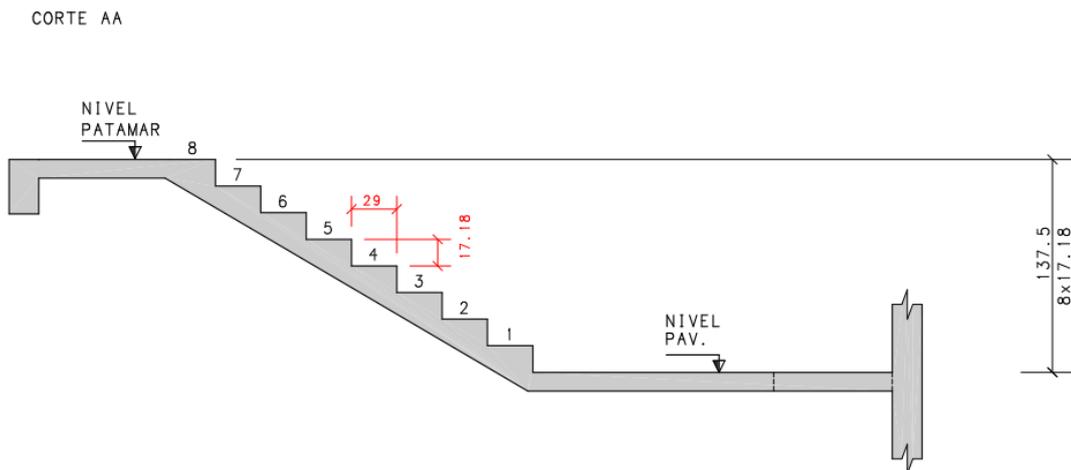
5, 6 e 7, bem como o modelo estrutural do FTOOL com o carregamento considerado pode ser visto na Figura 8.

Figura 5 - Geometria da Escada do Pavimento Tipo



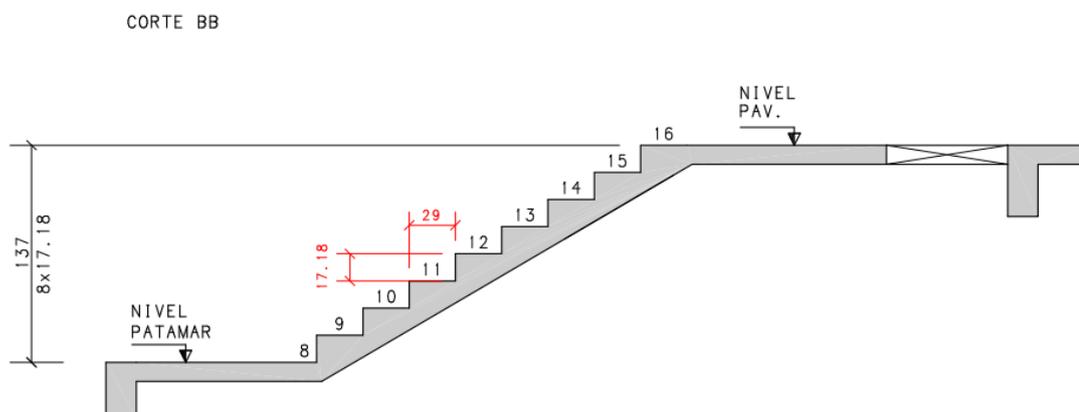
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6 - Corte AA



(fonte: elaborada pelo autor)

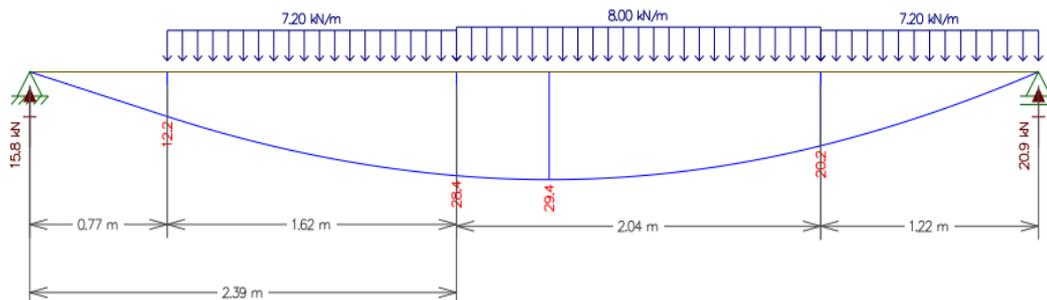
Figura 7 - Corte BB



(fonte: elaborada pelo autor)

No software FTOOL foi modelada a escada do pavimento tipo com as cargas permanentes e acidentais, Figura 8. Posteriormente, as reações determinadas foram adicionadas na modelo. Em um dos lados da escada como carga distribuída na laje localizada entre o hall e a escada do pavimento tipo e do outro lado como cargas concentradas nos pilares.

Figura 8 - Cargas Permanentes + Acidental



(fonte: elaborada pelo autor)

4.1.5 Cargas Devidas ao Vento

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que os esforços relativos à ação do vento devem ser determinados conforme metodologia prevista na NBR 6123 (ABNT, 1988). A seguir é apresentado o procedimento de cálculo conforme NBR 6123 (ABNT, 1988) para determinação das forças devidas ao vento em edificações que tenham formato comum, paralelepípedicas. Não foi considerado neste trabalho a ocorrência de efeito de vizinhança. A força que o vento exerce perpendicularmente sobre uma fachada da edificação ou parte dela é definida na equação (3) apresentada a seguir:

$$F_v = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (3)$$

Sendo:

F_v : força devida ao vento;

C_a : coeficiente de arrasto;

q : pressão dinâmica exercida pelo vento;

A_e : área exposta ao vento.

A força devida ao vento normalmente é determinada para cada pavimento, pois seu valor varia com a altura, como será visto a seguir.

4.1.5.1 Pressão dinâmica

A pressão dinâmica exercida pelo vento sobre uma superfície é determinada na equação (4):

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (4)$$

Sendo:

V_k: velocidade característica do vento.

Onde V_k é:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (5)$$

Sendo:

V₀: velocidade básica do vento;

S₁: fator topográfico;

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

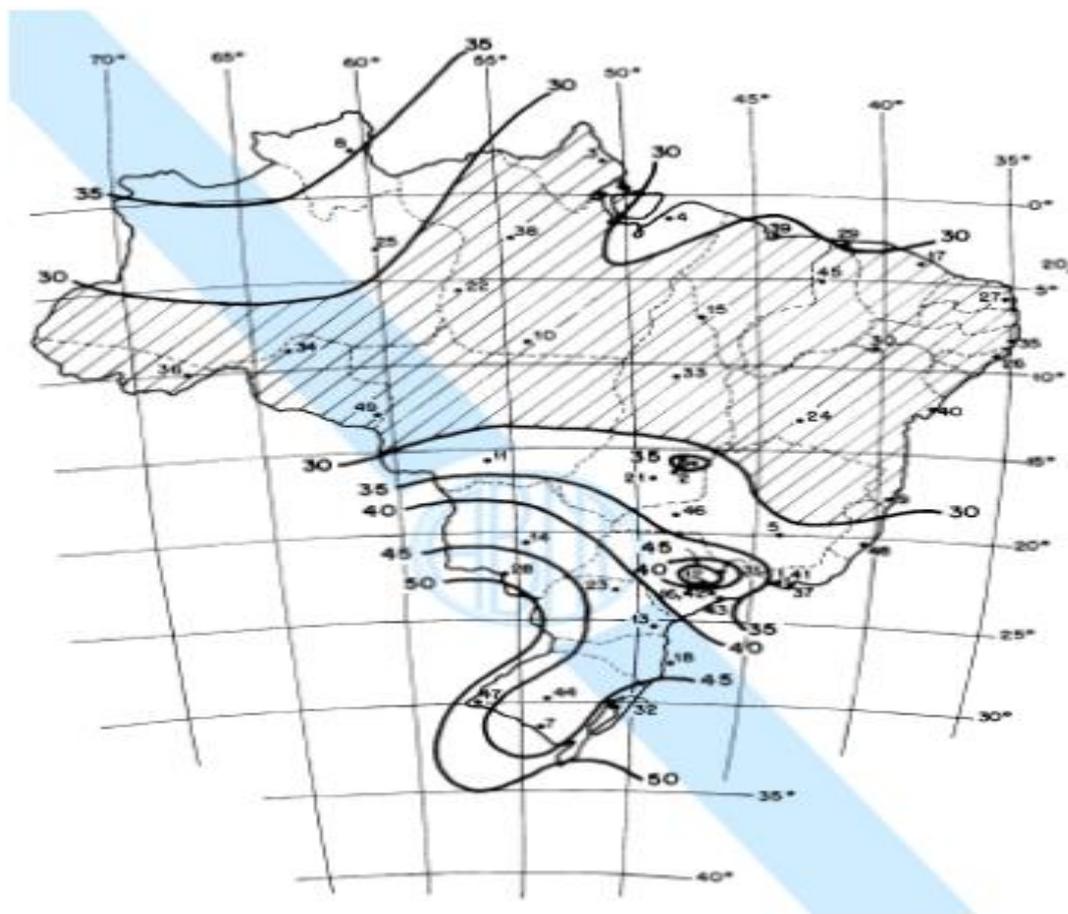
S₃: fator de grau de segurança.

O fator S₂ varia com a altura da edificação e, com isso, cada nível da edificação apresentará uma pressão diferente e, por isto, a força devida ao vento é calculada para cada pavimento.

4.1.5.2 Velocidade básica do vento

A NBR 6123 (ABNT, 1988) define a velocidade básica do vento como “a velocidade de uma rajada de três segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano”. Seu valor deve ser determinado com o auxílio do mapa das isopletras, Figura 9.

Figura 9 - Mapa das Isopletas



(fonte: ABNT, 1989)

A edificação considerada neste estudo localiza-se no município de Porto Alegre – RS de forma, que $V_0 = 45$ m/s.

4.1.5.3 Fator S1

O fator topográfico considera se há ou não morros e taludes no entorno da edificação, pois estes tendem a alterar a velocidade do vento.

O terreno da edificação utilizado neste trabalho encontra-se em região plana, $S_1 = 1,0$

4.1.5.4 Fator S2

O fator S2 leva em consideração a rugosidade do terreno, a variação da altura e as dimensões em planta da edificação.

Em terrenos mais lisos, como rios e lagos, não se apresentam obstáculos de forma que a rugosidade do terreno é baixa e não diminui a velocidade do vento, diferentemente de grandes centros urbanos. A NBR 6123 (ABNT, 1988) subdivide em categorias os diferentes terrenos classificando-os conforme sua rugosidade. A velocidade do vento varia com a altura, pois o ar é um fluido que apresenta um gradiente de velocidade, e é este fator que fará com que a força devida ao vento seja diferente para cada pavimento. A NBR 6123 (ABNT, 1988) classifica as edificações em classes, conforme as suas dimensões.

O fator S2 pode ser determinado através de uma tabela ou com a utilização da equação (6) apresentada seguir:

$$S_2 = b Fr \left(\frac{z}{10} \right)^P \quad (6)$$

Sendo:

z: nível do pavimento ou edificação analisados;

b, Fr e P: parâmetros que são determinados conforme a classe da edificação e categoria do terreno.

Para o edifício analisado neste estudo as classificações do fator S2 são: Categoria IV e Classe B.

4.1.5.5 Fator S3

Conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988) o fator $S3$ considera, com base em conceitos estatísticos, o grau de segurança e vida útil de uma edificação. Para edificações residenciais $S3 = 1,0$.

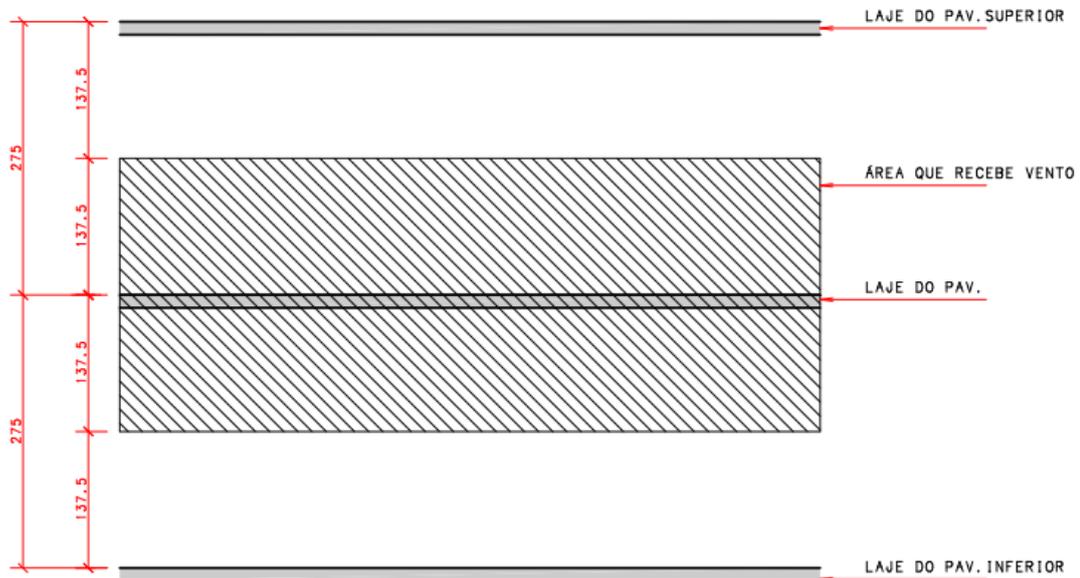
4.1.6 Coeficiente de Arrasto

A NBR 6123 (ABNT, 1988) apresenta dois ábacos para determinação do coeficiente de arrasto (C_a) de modo que este é função das dimensões do edifício em planta, altura da edificação e altura dos edifícios da vizinhança. Foi considerado que o edifício utilizado recebe vento de alta turbulência. As dimensões em planta foram apresentadas no capítulo 3. Para vento a 0° $C_a = 0,92$ e para vento a 90° $C_a = 1,08$

4.1.7 Área Exposta ao Vento

Para determinar a força exercida pelo vento para cada pavimento é necessário considerar a área de influência que cada pavimento absorve. Usualmente considera-se que uma parede entre duas lajes terá metade da sua área considerada em cada uma das lajes. Na Figura 10 tem-se um exemplo ilustrativo para uma das estruturas, o procedimento é o mesmo para ambas.

Figura 10 - Área de Influência para o Pavimento Tipo da Estrutura de Lajes Maciças



(fonte: elaborada pelo autor)

4.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

De posse do projeto arquitetônico o projetista estrutural deve conceber a estrutura. Inicialmente, é realizado um estudo para averiguar a melhor posição para pilares e criação de pórticos e em alguns casos o projeto arquitetônico realiza a previsão de algumas posições para pilares, mas nem são as ideais do ponto de vista estrutural. Posteriormente, é necessário realizar o pré-dimensionamento da estrutura, que conforme Melo (2013) consiste em definir estimativas iniciais para as seções de vigas, pilares e lajes.

4.2.1 Lajes

O pré-dimensionamento de lajes consiste em estimar a altura necessária para a laje resistir aos esforços utilizando como parâmetro seu vão. A estimativa apresentada a seguir foi retirada das notas de aula do Professor Jorge Tamayo(2020):

$$h \cong \frac{Lx}{40} \quad (7)$$

Sendo:

Lx: menor vão da laje;

Este método em algumas situações pode ser bastante grosseiro.

4.2.2 Vigas

O pré-dimensionamento de vigas consiste em estimar a altura necessária para a viga resistir aos esforços utilizando como parâmetro seu vão. A rotina apresentada a seguir foi elaborada por Lança (2006 apud PEREIRA, 2015).

A estimativa para altura de uma viga é estimada na equação (8) apresentada a seguir:

$$hv = \frac{Lv}{Z1} \quad (8)$$

Sendo:

Lv: vão da viga;

Z1: valor tomado como 10 para vigas isostáticas ou 12 para vigas hiperestáticas.

4.2.3 Pilares

O pré-dimensionamento de pilares consiste em estimar a área da seção transversal para resistir aos carregamentos verticais e horizontais da estrutura. A rotina apresentada a seguir foi elaborada por Pinheiro (1985 apud GIONGO, 2007).

A área de concreto de um pilar é estimada conforme apresentado na equação (9) a seguir:

$$A_c = \frac{Nd \cdot \alpha}{\sigma_{id}} \geq 360 \text{ cm}^2 \quad (9)$$

Sendo:

A_c : área da seção do pilar;

α : coeficiente de majoração devido a posição do pilar;

Nd : esforço normal de cálculo considerado para o pilar;

σ_{id} : tensão ideal de cálculo do concreto.

Os valores propostos para o coeficiente de majoração devido a posição são apresentados a seguir.

- a) 1,8 para pilar interno;
- b) 2,2 para pilar de extremidade;
- c) 2,5 para pilar de canto.

O esforço normal pode ser estimado através do somatório dos pesos das áreas de influência do pilar em cada pavimento, conforme a equação:

$$N_k = \Sigma \sigma_p A_p \quad (10)$$

Sendo:

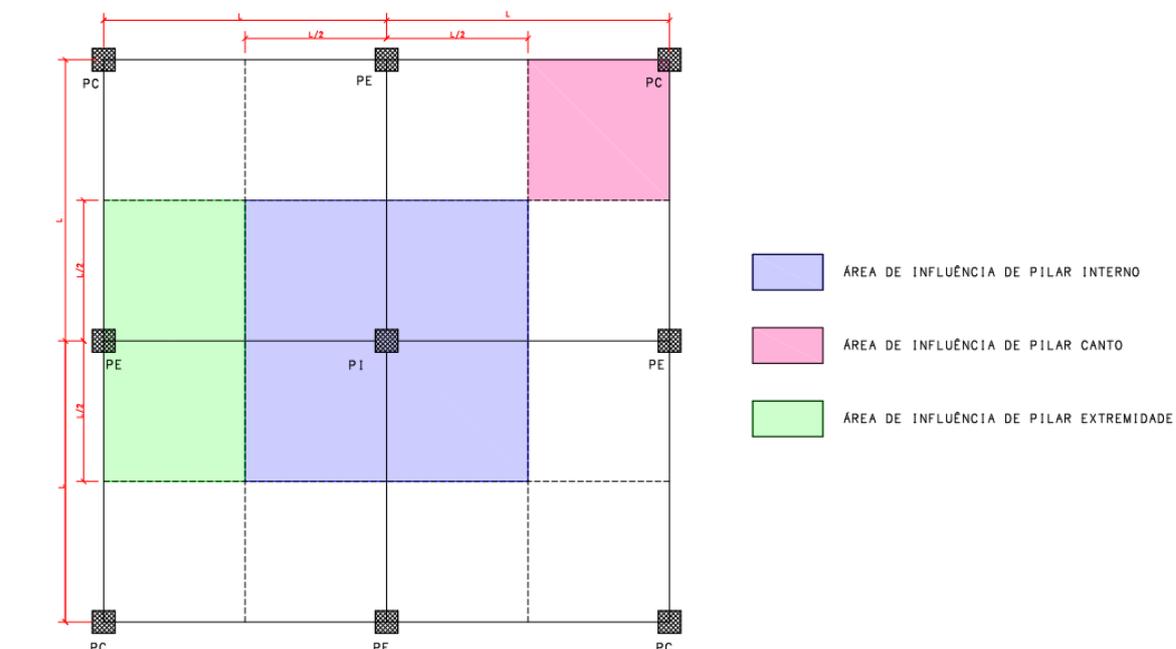
γ_p : estimativa para o peso de um pavimento por metro quadrado;

A_p : área de influência do pilar em cada pavimento

Para edifícios residenciais usuais o peso do pavimento tipo foi estimado em 12 kN/m² e para cobertura 10 kN/m².

A área de influência dos pilares está ilustrada na Figura 11:

Figura 11 - Área de Influência dos Pilares



(fonte: elaborada pelo autor)

4.3 DIMENSÕES-LIMITES

A seguir serão apresentadas as dimensões máximas e mínimas para cada um dos elementos que compõem a estrutura de concreto armado de edifícios residenciais, conforme prescrito no item 13.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

4.3.1 Lajes

As espessuras mínimas para lajes maciças não protendidas e lisas devem ser:

- a) 7 cm para lajes de cobertura que não estejam em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso que não estejam em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

4.3.2 Vigas

A largura da seção transversal de uma viga deve ser maior ou igual a 12 cm. Para casos especiais é possível reduzir para 10 cm, mas tomando o cuidado de respeitar o espaçamento de armaduras e espaço para o lançamento e vibração do concreto.

As estruturas propostas apresentam um pé de 2,75 m, para atender uma questão arquitetônica e compatibilizar a modulação da alvenaria das paredes é prática comum do mercado que o vão entre o topo da laje do pavimento e o fundo da viga deve ser um múltiplo de dois, já que os blocos, usualmente utilizados, têm altura igual a 19 cm, optou-se por vigas de 53 cm, assim, com um vão livre de 2,23 m para o caso das lajes maciças, é possível executar todas as aberturas necessárias nas paredes.

4.3.3 Pilares

A menor dimensão de um pilar deve ser 19 cm. É possível utilizar 14 cm para uma das dimensões do pilar, desde que seja realizada a majoração dos esforços atuantes. A seção transversal de um pilar sempre deve apresentar área maior ou igual a 360 cm²

4.4 TAXAS MÁXIMA E MÍNIMA DE ARMADURA

A seguir são apresentadas as taxas máximas e mínimas de aço para as seções dos elementos de uma estrutura de concreto armado conforme item 17.3.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

4.4.1 Vigas

A armadura longitudinal mínima de vigas deve ser determinada dimensionando a seção de concreto para um momento fletor mínimo, equação (11), respeitando uma taxa mínima de 0,15 % sobre a área da seção.

$$M_{d,min} = 0,8 W_0 f_{ctk,sup} \quad (11)$$

Sendo:

$M_{d,min}$: momento fletor mínimo;

W_0 : módulo de resistência da seção transversal concreto, relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$: resistência característica superior de tração do concreto.

Sendo a resistência superior de tração do concreto descrita por:

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \times 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (12)$$

Sendo:

f_{ck} : resistência característica a compressão do concreto.

A soma das armaduras de tração e compressão de vigas deve respeitar um limite de 4 % sobre a área da seção de concreto, sendo essa a taxa máxima de armadura longitudinal de uma viga.

4.4.2 Pilares

A armadura longitudinal mínima de pilares é determinada por:

$$A_s, \text{mín} = \frac{0,15Nd}{f_{yd}} \geq 0,004xAc \quad (13)$$

Sendo:

$A_s, \text{mín}$: área de aço mínima para o pilar.

A armadura longitudinal máxima para pilares é 8 % sobre a área da seção de concreto, mas este valor considera a zona de transpasse das armaduras sendo razoável considerar que na realidade o valor máximo é 4 % sobre a área da seção de concreto.

4.5 DESLOCAMENTOS-LIMITES

A seguir serão apresentados os deslocamentos-limites para estrutura de concreto armado de edifícios residenciais, conforme prescrito no item 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014). O estabelecimento de deslocamentos ocorre para verificação em serviço do estado-limite de deformações excessivas utilizando combinação de 0,3 da carga de Vento..

- a) $L/250$ para deslocamento total em elementos estruturais, limite considerado para não provocar desconforto visual no usuário, usou-se este valor como limites de deslocamentos verticais;
- b) $H_{tot}/1750$ e $H_i/850$ entre pavimentos, somente a parcela provocada pela ação do vento para combinação frequente, limite considerado para evitar a formação de fissuras em paredes, usou-se estes valores como limites de deslocamentos horizontais.

Sendo:

l : vão para o elemento considerado;

H_{tot} : altura total do edifício;

H_i : desnível entre dois pavimentos consecutivos.

O deslocamento horizontal máximo, no topo e entre pisos, para este edifício com 12 pavimentos e pé-direito de 2,75 m é respectivamente de 1,69 cm e 0,32 cm.

4.6 ESTABILIDADE GLOBAL

Os pórticos são elementos de contraventamento constituídos de pilares e vigas, que com essa associação agregam maior rigidez a estrutura a deslocamentos horizontais e, com isso, resistem a maior parte dos esforços decorrentes de ações horizontais, sendo de vital importância para a estabilidade global dos edifícios. Ao diminuir o número de pilares pode ocorrer a diminuição do número de pórticos ou perda de rigidez de um ou mais destes, ocasionando maiores deslocamentos horizontais. Neste caso é de suma importância a verificação destes deslocamentos, pois podem acarretar em aumentos significativos nos efeitos de segunda ordem de tal forma que estes não possam mais ser ignorados.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta dois processos simplificados que resultam em coeficientes para a verificação destes deslocamentos e acréscimos de esforços, o α e γ_z . O parâmetro α tem o objetivo de mensurar a magnitude dos esforços de segunda ordem, enquanto o γ_z além de mensurar permite estimar os esforços de segunda ordem, sendo este último um método desenvolvido totalmente por engenheiros brasileiros. Não é necessário que os dois parâmetros dispensem a estrutura da análise de segunda ordem, basta que os critérios estipulados em somente uma das metodologias seja atingido.

4.6.1 Efeito de Primeira e Segunda Ordem

Para compreender a necessidade da análise e como é avaliada a estabilidade global de um edifício é necessário compreender os efeitos de segunda ordem (KIMURA, 2007).

As análises mais tradicionalmente abordadas ao longo da graduação realizam simplificações e determinam os esforços solicitantes de uma estrutura considerando seu estado inicial como não deformado. Os valores encontrados dessa forma representam os efeitos de primeira ordem (KIMURA, 2007).

Para uma análise mais realista da estrutura faz-se necessário considerar que inevitavelmente, ocorrem deslocamentos horizontais na estrutura, efeito conhecido como não linearidade geométrica. Sendo assim o equilíbrio da estrutura ocorre numa posição deformada, Figura 12, originando excentricidades na aplicação dos carregamentos que, por sua vez, implicam no aparecimentos de esforços solicitantes adicionais, conhecidos como os efeitos de segunda ordem globais (GIONGO, 2007).

Conforme prescrito no item 15.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), para estruturas em que os esforços adicionais determinados na análise de segunda ordem não representem acréscimo superior a 10 % nas solicitações e reações da estrutura, estes efeitos podem ser desprezados. As estruturas que se enquadram neste quesito são conhecidas como estruturas de nós fixos e somente levam em consideração os efeitos locais e localizados de segunda ordem (ABNT, 2014).

Figura 12 - Análise de segunda ordem



(fonte: KIMURA,2007)

As estruturas de nós móveis apresentam deslocamentos horizontais mais elevados e com isso, os efeitos globais de segunda ordem são importantes, representam acréscimo superior a 10 % nas solicitações e reações da estrutura. Nestes casos faz-se necessário considerar efeitos globais, locais e localizados de segunda ordem (ABNT, 2014).

4.6.2 Coeficiente α

O coeficiente α foi inicialmente proposto por Beck (1966) para análise de deformabilidade no regime elástico de pilares com seção constante, engastados na base e submetidos a uma ação vertical uniformemente distribuída. Foi somente mais tarde que pôde ser aplicado na análise de edifícios usuais (GIONGO, 2007). Uma das considerações que permitiu extrapolar a formulação inicial, restrita para pilares, foi agrupar as subestruturas de contraventamento num pilar equivalente e os elementos contraventados em barras bi-rotuladas (ELLWANGER, 2014)¹.

O item 15.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) define que para uma estrutura seja considerada de nós fixos seu coeficiente α , equação (14), deve ser menor que α_1 .

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (14)$$

Sendo:

N_k : somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura a partir do nível considerado para H_{tot} , com seus valores característicos;

$E_{cs} I_c$: representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares, pórticos e paredes na direção considerada.

¹ Retirado do material de do professor Ronald para a disciplina ENG01010 – Estrutura de Edifícios Altos. Material não publicado

Para estruturas que possuam contraventamento constituído exclusivamente de pórticos $\alpha_1 = 0,5$. Caso seja exclusivamente por pilares-parede $\alpha_1 = 0,7$. Para o caso de associação de pilaresparede ou associação de pórticos e pilares-paredes com mais de quatro pavimentos, $\alpha_1 = 0,6$, para menos de quatro pavimentos α_1 deve ser determinado através da equação (15).

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se: } n \leq 3 \quad (15)$$

Sendo:

n: é o número de pavimentos acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

Como pode ser observado, na equação (14) a análise utilizando o coeficiente α é de simples execução, não necessitando de processo iterativo e nem de dados de difícil obtenção. A análise não considera a aplicação de cargas horizontais e somente relaciona a carga axial de compressão com a rigidez.

4.6.3 Coeficiente γz

O coeficiente γz foi desenvolvido em 1991 por dois engenheiros brasileiros. Augusto Carlos Vasconcelos e Mário Franco. Este coeficiente permite estimar a magnitude dos efeitos de segunda ordem na estrutura utilizando valores determinados por uma análise de primeira ordem, já considerando a não linearidade física do concreto ao realizar a redução da rigidez da estrutura, conforme prescrito no item 15.7.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Sendo assim, é possível utilizá-lo para majorar os esforços globais de forma substitutiva a uma análise de segunda ordem mais rigorosa (ARAUJO, 2016).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define no seu item 15.5.3 que o coeficiente γz é válido somente para “estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares” e o valor do coeficiente pode ser calculado por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (16)$$

Sendo:

$M_{1,tot,d}$: é o momento de tombamento, ou seja, o momento de primeira ordem provocado pelas forças horizontais calculado em relação a base da estrutura com seus valores de cálculo;
 $\Delta M_{tot,d}$: somatório de todos os acréscimos de momentos provocados pelo deslocamento horizontal da estrutura.

As equações a seguir foram detalhas por Ellwanger (2014)². A equação (17) apresenta a formulação para obtenção do momento de tombamento.

$$M_{1,tot,d} = \sum_{i=1}^n Fv_j H_j \quad (17)$$

Sendo:

n: o número de andares;

H_j: desnível do pavimento j em relação a base da estrutura;

FV_j: força devida ao vento aplicada no pavimento j.

A seguir, na equação (18) é apresentada a formulação dos acréscimos totais de momentos provocados pelo deslocamento horizontal da estrutura.

$$\Delta M_{tot,d} = \sum_{i=1}^{NSC} \Delta M_{tot,d,i} \quad (18)$$

² Retirado do material de do professor Ronald para a disciplina ENG01010 – Estrutura de Edifícios Altos. Material não publicado

Sendo:

NSC: número de subestruturas de contraventamento na direção considerada;

$\Delta M_{tot,d}$: acréscimos de momentos provocado pelo deslocamento horizontal da estrutura em uma das subestruturas de contraventamento da direção considerada.

Por fim, a equação (19) apresenta a parcela de acréscimo de momentos provocados pelo deslocamento da estrutura para cada uma das subestruturas de contraventamento.

$$\Delta M_{tot,d,i} = \sum_{j=1}^n F_{vj} \alpha_j \quad (19)$$

Sendo:

N: número de pavimentos;

a_j : deslocamento horizontal no andar j ;

F_{vj} : soma das forças verticais provenientes do andar j , incluindo as forças dos pilares contraventados.

Caso o valor do coeficiente γ_z for menor ou igual a 1,1, a estrutura é considerada de nós fixo e é possível desprezar os efeitos de segunda ordem. Para valores até 1,3 é possível utilizar o γ_z para majorar os esforços horizontais provenientes da análise de primeira ordem, conforme item 15.7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), visto que se pode “relacionar a parte decimal do número obtido com a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem na estrutura” (KIMURA, 2007). Para valores superiores a 1,3 é necessário realizar uma análise de segunda ordem mais aprofundada

4.7 MODELOS ESTRUTURAIS

Um modelo é “um protótipo que simula um edifício real no computador” (KIMURA, 2007). Atualmente, não existe um único modelo disponível e cada um apresenta características e considerações diferentes, sendo alguns de simples resolução e outros extremamente

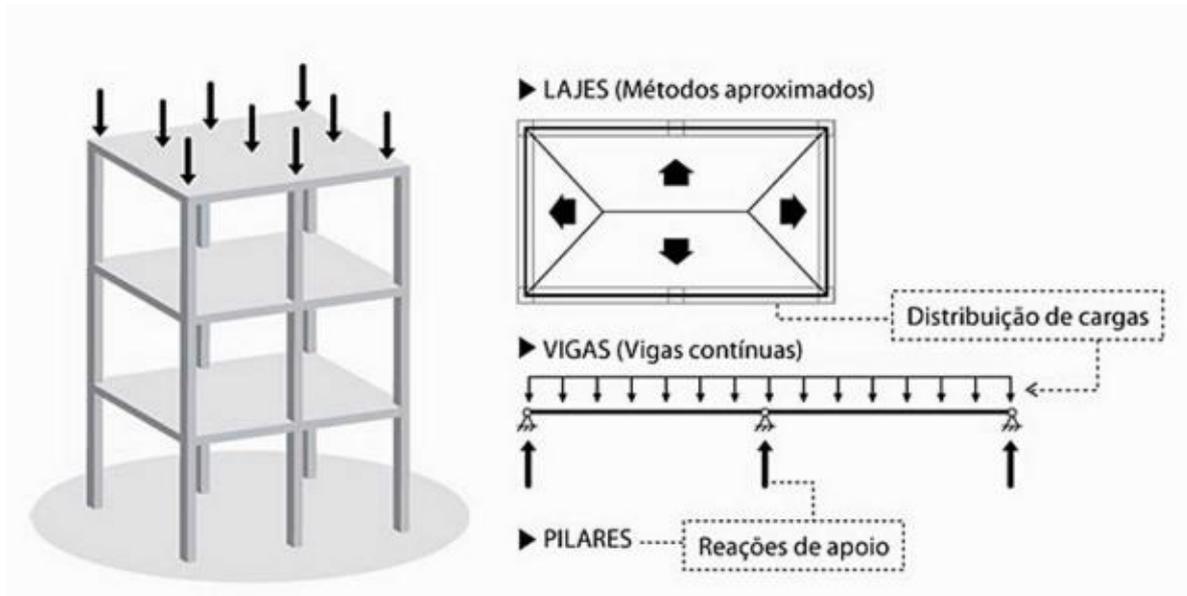
complexos. Kimura (2007) ainda afirma que “de nada vale dimensionar e detalhar as armaduras de forma extremamente refinada se os esforços solicitantes calculados durante a análise estrutural estiverem imprecisos e não traduzirem a realidade”, enfatizando o fato de que a escolha correta de um modelo ou associação de modelos é uma etapa fundamental de um bom projeto, de forma que é necessário conhecer os diversos modelos disponíveis para poder determinar qual o ideal para cada caso

4.7.1 Métodos aproximados e vigas contínuas

Neste modelo cada um dos elementos estruturais é calculado separadamente. As lajes, dimensionadas por métodos aproximados com o auxílio de tabelas, recebem as cargas verticais e suas reações, determinadas pelo método das charneiras plásticas ou quinhões, são transferidas para as vigas. Essas, por sua vez são calculadas pelo modelo clássico de viga contínua com apoios simples articulados, que simulam pilares. Por fim, as reações dos apoios obtidas na análise das vigas são consideradas como cargas concentradas nos pilares (KIMURA, 2007).

Por ser um modelo mais simples e que permite a visualização da transmissão das ações verticais entre os elementos estruturais é o primeiro a nos ser apresentado no decorrer da graduação em Engenharia Civil. As considerações realizadas na aplicação do modelo geram uma série de limitações para sua utilização. Algumas destas deficiências do modelo surgem em duas das principais simplificações realizadas: desconsiderar totalmente a interação dos elementos estruturais entre si e as ações horizontais, como desaprumos e forças devidas ao vento (KIMURA, 2007).

Figura 13 - Método de vigas contínuas

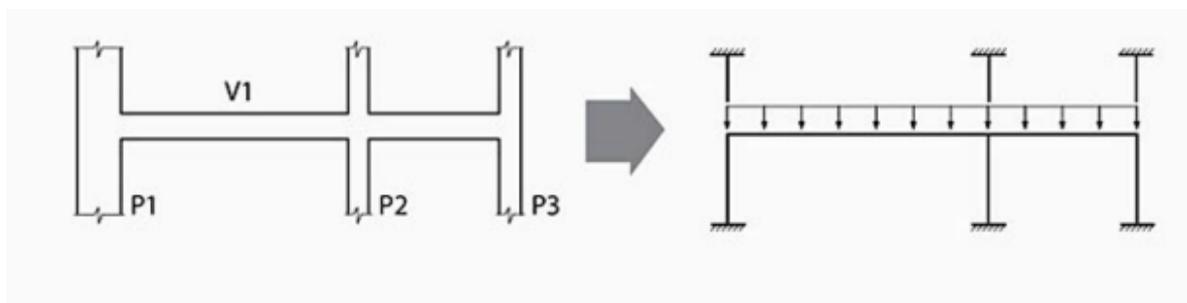


(fonte: KIMURA,2007)

4.7.2 Vigas e pilares

Este é um modelo de viga contínua em que estas interagem com os pilares, neste caso os dois elementos estão ligados elasticamente entre si (CHAGAS, 2012). Dessa forma, os esforços determinados para vigas e pilares são mais realistas que no método anterior. No geral ainda é um modelo que apresenta as mesmas limitações que o modelo clássico de viga contínua, somente representando de forma mais realista a interação das vigas com os pilares (KIMURA, 2007).

Figura 14 - Método de vigas e pilares



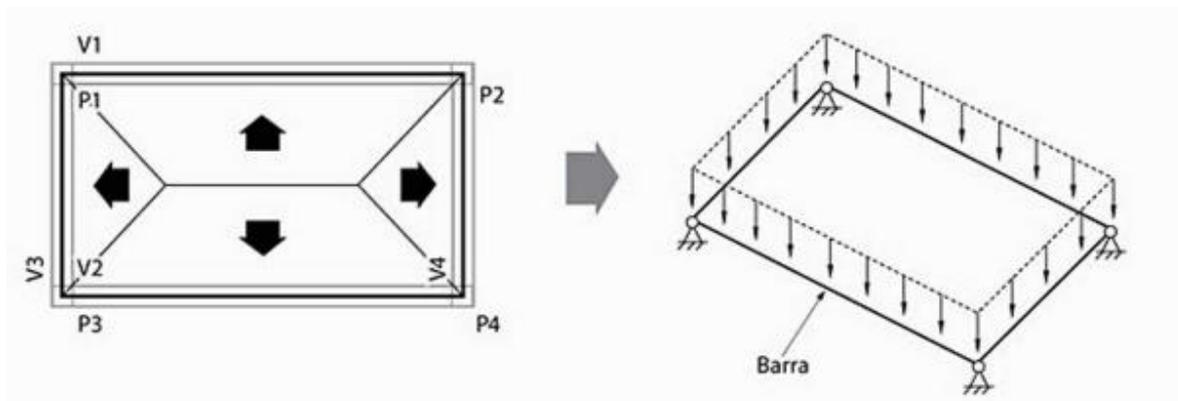
(fonte: KIMURA,2007)

4.7.3 Grelha somente de vigas

Neste modelo utilizado para análise de um único pavimento, as lajes ainda são dimensionadas com o auxílio de tabelas e suas reações determinadas pelo método das charneiras. A diferença surge no tratamento das vigas, pois todas as de um mesmo pavimento são analisadas conjuntamente, de forma a considerar a interação entre elas.

A grelha é constituída de elementos lineares no plano horizontal da laje, as barras, que simulam as vigas, sendo cada uma das barras modeladas para representar uma viga. Estas barras estão submetidas a carregamentos verticais oriundos das reações das lajes e são consideradas apoiadas sobre apoios simples onde existem pilares (KIMURA, 2007). Nesse modelo ainda não são consideradas as ações horizontais.

Figura 15 - Método de grelha somente de vigas



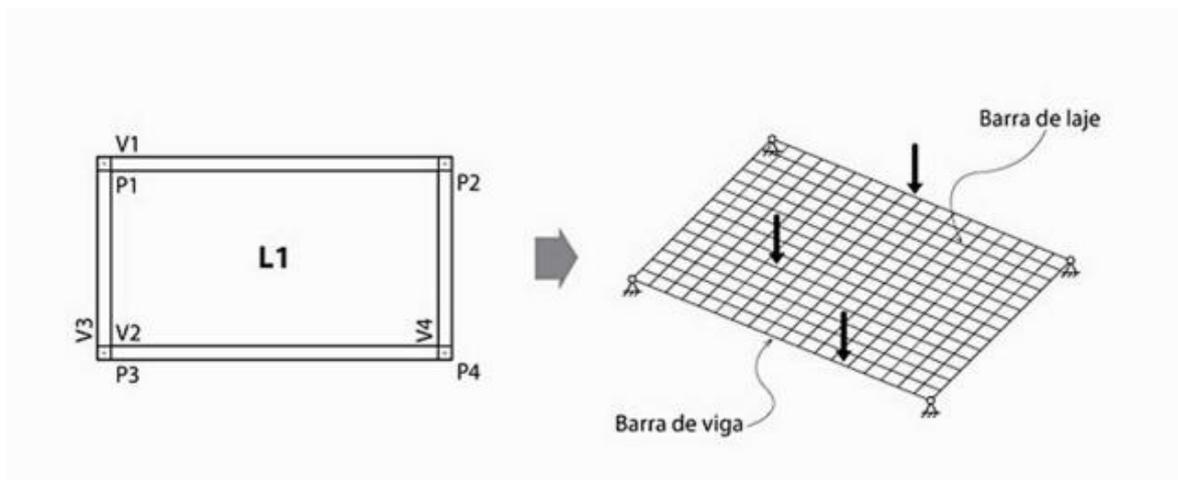
(fonte: KIMURA,2007)

4.7.4 Grelha de vigas e lajes

Este modelo é utilizado para análise de um pavimento e é a evolução do modelo anterior. Nesse caso, além das vigas, as lajes também são discretizadas em barras. Dessa forma o modelo apresenta uma malha de barras, em que cada barra representa uma faixa do pavimento analisado, algumas representam as vigas e outras as lajes. As considerações de vinculação da

malha com os pilares é a mesma utilizada na grelha somente de vigas, são utilizados apoios simples onde existem pilares (KIMURA, 2007). Este modelo segue desconsiderando as ações horizontais.

Figura 16 - Método de grelha de vigas e lajes



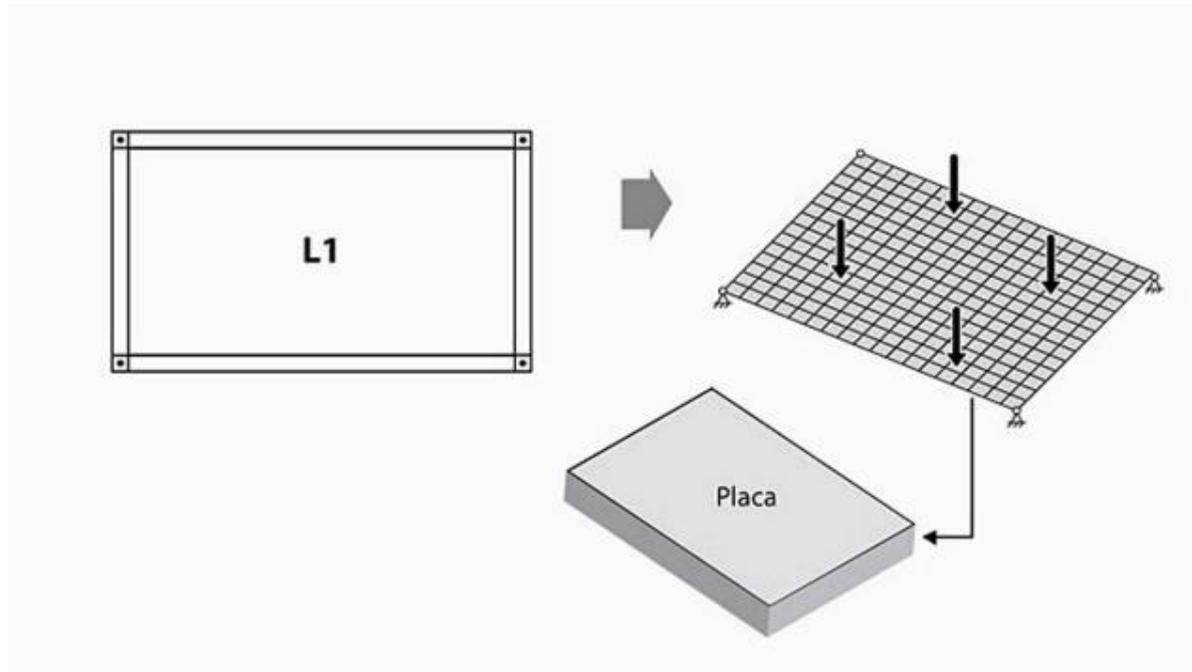
(fonte: KIMURA,2007)

4.7.5 Elementos finitos de casca modelados como lajes

O método dos elementos finitos (MEF) é extremamente versátil, permitindo a análise de inúmeros tipos de estruturas. Nesse método a estrutura ou elementos a serem analisados são representados por uma malha ou conjunto de elementos. Os elementos finitos podem ser lineares, bidimensionais ou ainda tridimensionais (KIMURA, 2007).

Atualmente, em softwares como CAD/TQS é possível utilizar o MEF para modelar lajes. Nesse caso, as vigas são representadas por barras como nas grelhas, mas as lajes são discretizadas como cascas ou placas permitindo a análise de lajes em formatos quaisquer.

Figura 17 - Método dos elementos finitos

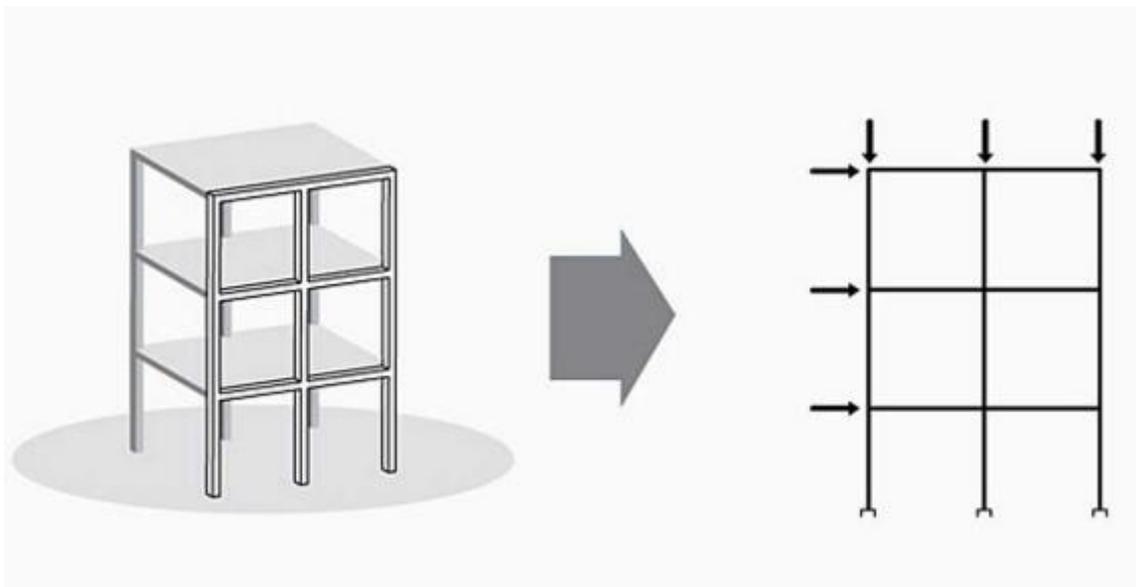


(fonte: KIMURA,2007)

4.7.6 Pórtico plano

Este modelo é composto por barras em um mesmo plano vertical que representam pilares e vigas. A laje não faz parte do modelo, sendo dimensionada por métodos aproximados. Dessa forma é possível analisar a estrutura globalmente e não por pavimentos, como no modelo de grelhas. A grande vantagem sobre os modelos apresentados até aqui é a possibilidade de realizar a análise das ações horizontais e avaliar a estabilidade global do edifício (KIMURA, 2007).

Figura 18 - Método de pórtico plano



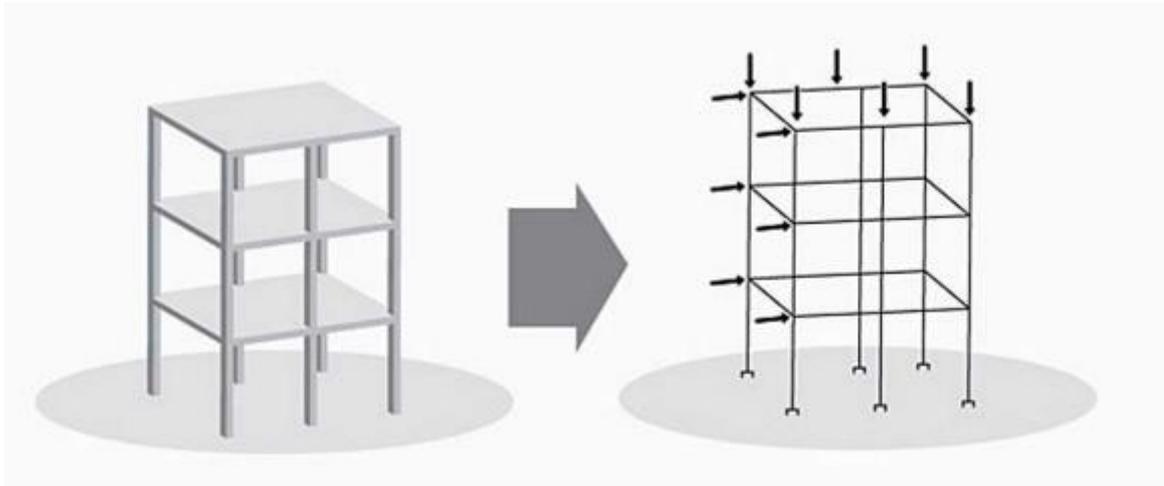
(fonte: KIMURA,2007)

4.7.7 Pórtico espacial

Este método é utilizado para análise de todas as vigas e pilares da estrutura. O modelo passa a ser tridimensional e é a evolução do modelo anterior. Dessa forma é possível simular com muito mais precisão o comportamento global da estrutura e a interação entre as vigas e pilares, possibilitando a obtenção de esforços e deslocamentos muito mais realistas. Inicialmente, as lajes não eram consideradas nos modelos, mas atualmente é possível utilizar modelos que levem em conta a interação de vigas, lajes e pilares (KIMURA, 2007).

Para adicionar as lajes ao modelo é necessário considerá-las diafragmas rígidos, que por sua vez são elementos infinitamente rígidos no seu plano, de forma que ocorre a compatibilização de deslocamentos da estrutura no seu plano (BUZO, 2017).

Figura 19 - Método de pórtico espacial



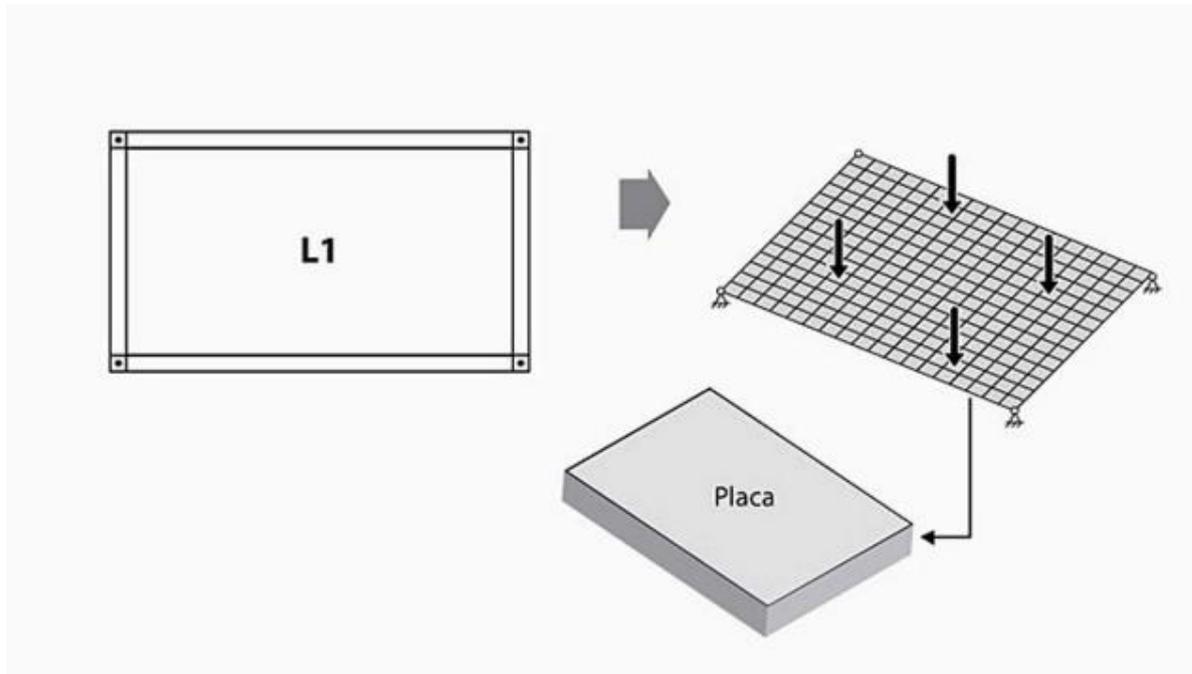
(fonte: KIMURA,2007)

4.7.8 Combinações dos modelos

Atualmente, é muito comum a utilização de combinações de modelos para elaboração de projetos estruturais (KIMURA, 2007). No decorrer do curso, nas cadeiras de projeto, utilizou-se métodos mais simplificados e combinamos os modelos de viga contínua ou de vigas e pilares com a análise de pórticos planos. Assim conseguiu-se, com modelos simples, estimar de forma razoável o comportamento dos elementos estruturais considerando as ações horizontais, mas ainda não contemplando uma análise mais completa da interação dos elementos.

Na prática profissional da elaboração de projetos há muito mais acesso a softwares e hardware que permitem a análise mais fiel das estruturas. Usualmente, é utilizado o modelo de pórtico espacial associado a um modelo de grelha ou elementos finitos.

Figura 20 - Método dos elementos finitos



(fonte: KIMURA,2007)

5 ESTRUTURAS PROPOSTAS

Neste capítulo serão descritas as principais características das estruturas utilizadas para estudo neste trabalho. Cada estrutura apresenta uma geometria diferente, pois foram alteradas as posições dos pilares, o espaçamento entre os pilares, dimensões das lajes e conseqüentemente os demais elementos também são modificados. Por se tratar de propostas estruturais diferentes, na Estrutura I tem-se pilares e vigas formando pórticos e lajes maciças, já na Estrutura II tem-se a presença de um núcleo rígido junto as escadas e ao elevador buscando conferir estabilidade global a estrutura. Em ambos os casos garantiu-se se tratar de estruturas de nós fixos, dispensando, assim, os efeitos de segunda ordem.

5.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

Para todas as estruturas foi estipulado que o concreto utilizado para vigas pilares e lajes é classe C30, que apresenta resistência característica à compressão, f_{ck} , de 30 MPa. A escolha deve-se ao fato de ser um material com bastante disponibilidade nas usinas de concreto e muito utilizado em obras na grande Porto Alegre.

O modelo estrutural adotado no software CAD/TQS para a Estrutura I foi o Modelo IV. A descrição realizada no software CAD/TQS v20.18 (2021) sobre o modelo é apresentada a seguir:

O edifício será modelado por um pórtico espacial mais os modelos dos pavimentos (vigas contínuas ou grelhas). O pórtico será composto apenas por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado. Os efeitos oriundos das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares serão calculados com o pórtico espacial. Nas lajes, somente os efeitos gerados pelas ações verticais serão calculados, de acordo com o modelo selecionado para os pavimentos. Nos pavimentos simulados por grelhas de lajes, os esforços resultantes das barras de lajes sobre as vigas serão transferidas como cargas para o pórtico espacial, ou seja, há uma certa integração entre ambos os modelos (pórtico espacial e grelhas). Para os demais tipos de modelos de pavimento, as cargas das lajes serão transferidas para o pórtico por meio de quinhões de carga. Tratamento especial para vigas de transição e que suportam tirantes pode ser ativado no botão abaixo. A flexibilização das ligações viga-pilar, a separação de modelos específicos p/avaliações ELU e ELS, bem como seus respectivos coeficientes de não-linearidade física, são controlados por critérios gerais do Pórtico-TQS.

O modelo estrutural adotado no software CAD/TQS para a Estrutura II foi o Modelo VI. A descrição realizada no software CAD/TQS v20.18 (2021) sobre o modelo é apresentada a seguir:

O edifício será modelado por um pórtico espacial, composto por elementos que simularão as vigas, pilares e lajes da estrutura. Os efeitos gerados pela aplicação das ações verticais e horizontais serão calculados com esse modelo. Dessa forma, além das vigas e pilares, as lajes passarão a resistir parte dos esforços gerados pelo vento, situação essa não flagrada pelos demais modelos. Embora seja obrigatório definir o modelo dos pavimentos como grelha de lajes, esta não será utilizada e servirá apenas de base para geração do modelo espacial. [...]

Todos os cobrimentos foram adotados conforme o item 7.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014) para Classe II – Urbana, sendo de 2,5 cm para lajes e 3,0 cm para pilares e vigas.

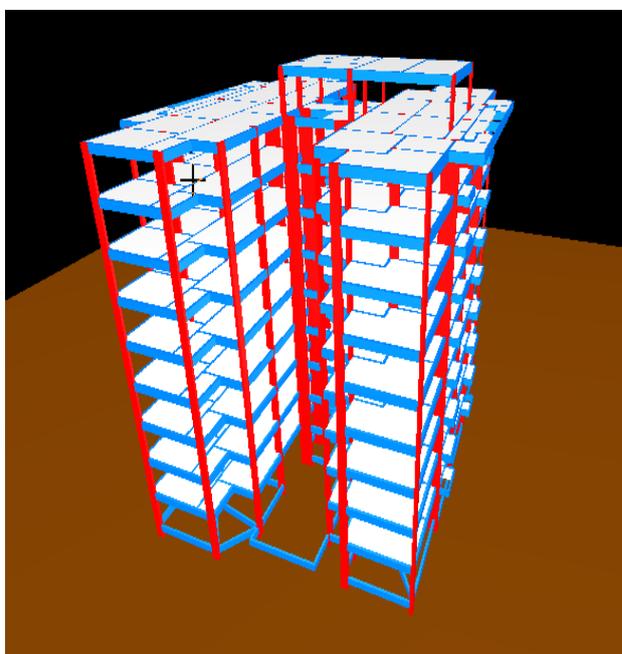
A busca pela maior economia possível em cada estrutura teve início nas estimativas determinadas através do pré-dimensionamento e os valores finais atendem aos critérios normativos, de forma que todas as estruturas sejam exequíveis.

As lajes de todos os pavimentos são contínuas e suas seções foram uniformizadas.

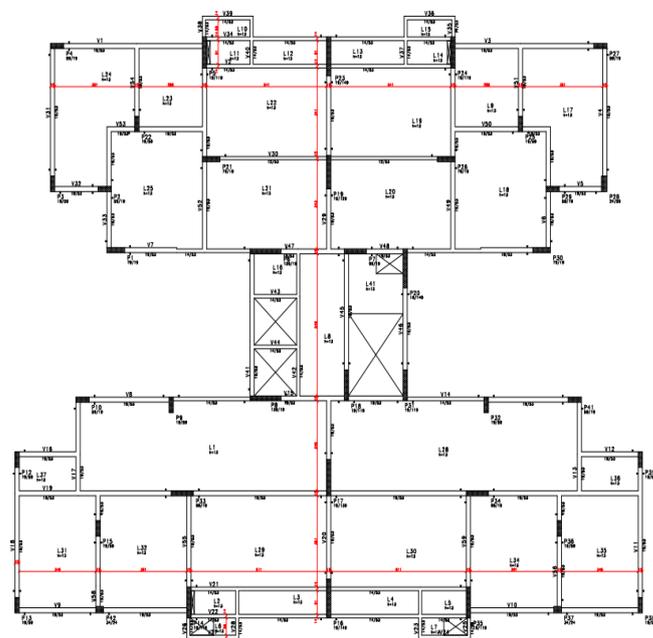
5.2 ESTRUTURA I

A Estrutura I caracteriza-se por possuir vigas entre pilares de torre, a estrutura é formada por pórticos que servem para conferir estabilidade global para a estrutura. A estrutura possui um coeficiente γ_z menor que 1,1 e, portanto, esta classificada como estrutura de nós fixos, dispensando, assim, a análise dos efeitos de segunda ordem. Na Figura 20 é apresentada uma visualização tridimensional do edifício e a planta baixa com a geometria do pavimento tipo. No Apêndice B são apresentadas as plantas das geometrias da Estrutura I em escala adequada para visualização.

Figura 21 - Estrutura I



a) Modelo tridimensional



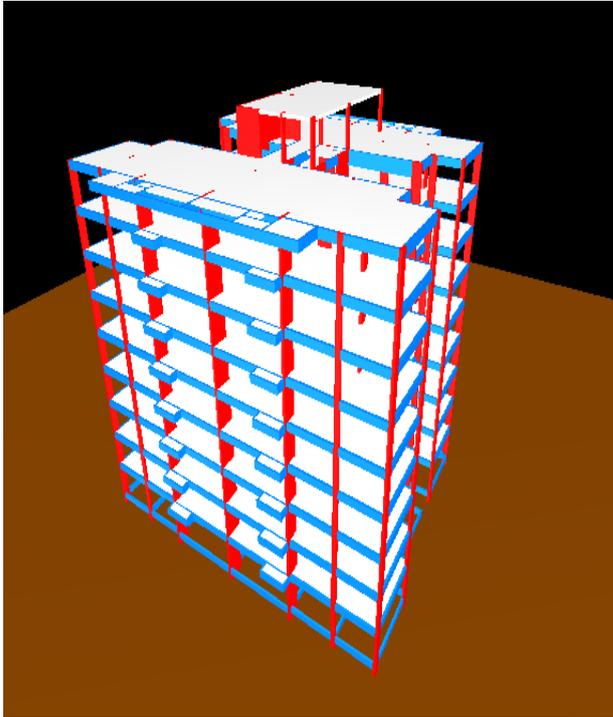
b) Geometria do pavimento tipo

(fonte: elaborada pelo autor)

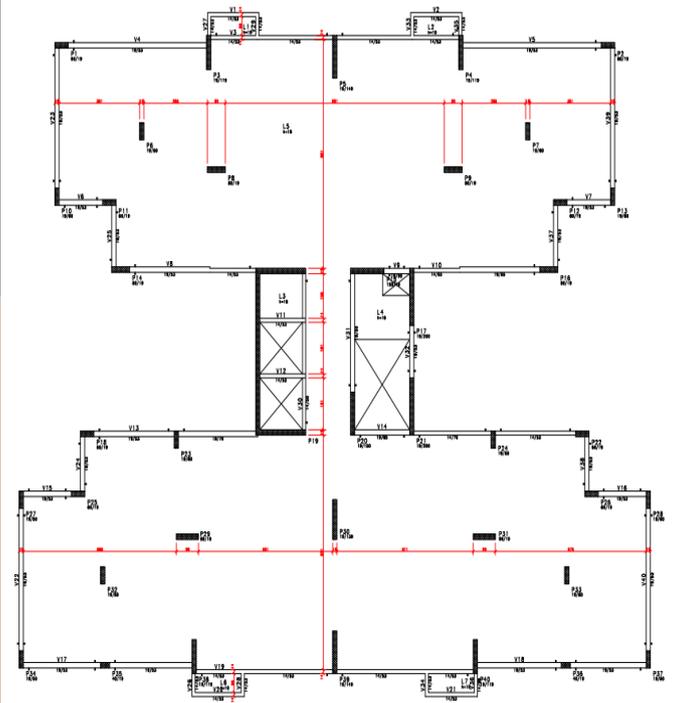
5.3 ESTRUTURA II

A Estrutura II caracteriza-se por possuir elevado espaçamento entre os pilares, um núcleo rígido junto aos elevadores e escada com pilares paredes, responsáveis por conferir estabilidade à esta solução. Outra característica importante dessa estrutura é sua classificação como sendo de nós fixos, pois seu γ_z é menor do que 1,1. Na Figura 21 é apresentada uma visualização tridimensional do edifício e a planta baixa com a geometria do pavimento tipo. No Apêndice C são apresentadas as plantas das geometrias da Estrutura II em escala adequada para visualização.

Figura 21 - Estrutura II



a) Modelo tridimensional



b) Geometria do pavimento tipo

(fonte: elaborada pelo autor)

6 ANÁLISE DAS ESTRUTURAS PROPOSTAS

Neste capítulo serão apresentadas as seções finais dos elementos, os parâmetros avaliados para aceitação das estruturas e os quantitativos de materiais para cada uma das estruturas propostas. Para realizar o pré-dimensionamento foram utilizadas as metodologias propostas no item 4.2. Os parâmetros analisados para aceitação das estruturas foram descritos na revisão bibliográfica e neste capítulo somente serão apresentados os valores referentes a cada estrutura. Para aceitação da estrutura dimensionada através do software CAD/TQS v20.18 foram avaliados principalmente:

- a) deslocamento da grelha;
- b) deslocamento horizontal no topo do edifício;
- c) deslocamento entre pavimento;
- d) parâmetro de instabilidade global γ_z para as direções, conforme apresentado na geometria, longitudinais, eixo Y e vento a 90°, e transversal, eixo X e vento a 0°.

6.1 ESTRUTURA I

A seguir serão apresentados o dimensionamento, deslocamentos, parâmetros de estabilidade global e quantitativos para a Estrutura I.

6.1.1 Dimensionamento

Atendendo as necessidades do projeto arquitetônico buscou-se, por meio dos conhecimentos práticos e critérios normativos, estabelecer dimensões para os elementos que fossem mais adequados para o tipo de uso da estrutura. No mercado, frequentemente, exige-se do projetista de estruturas que atenda certas taxas entre consumo de concreto e peso de aço, faz-se assim necessário que se busque sempre a menor dimensão possível dentro da necessidade apresentada.

As lajes para esta estrutura, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), devem ter dimensão mínima de 8 cm, dimensão essa que raramente é praticada no mercado de edificações de multipavimentos, visto que estruturas como estas precisam atender outras normas além da NBR 6118 (ABNT, 2014), como as normas de desempenho, de resistência ao fogo e demais considerações necessárias para o conforto do usuário final. Assim, como boa prática consolidada no mercado partiu-se de uma dimensão mínima de 13 cm para lajes e com esta dimensão atendeu-se, principalmente, ao deslocamento máximo entre os vãos.

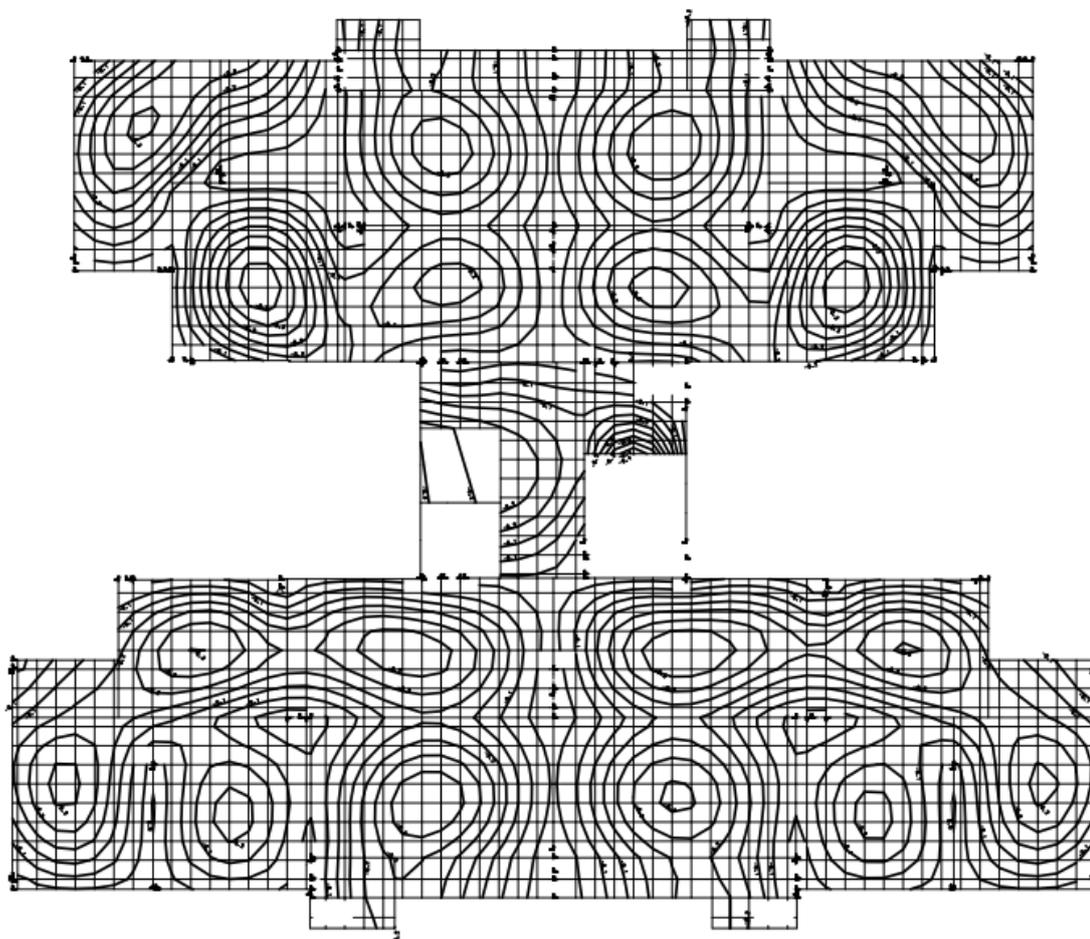
Para vigas utilizando-se as metodologias de pré-dimensionamento propostas no item 4.2 e após a verificação estabeleceu-se uma altura padrão de 53 cm, assim, além de atender aos itens normativos, buscou-se uma compatibilização com o projeto arquitetônico. A exigência do mercado é de que o vão vertical entre o piso e o fundo da viga do pavimento superior apresente um número múltiplo de 2. Tendo como pé direito 2,75 m e altura de viga 53 cm, este vão fica igual a 2,22 m e atende a modulação de alvenaria. Para largura das vigas também se baseou na necessidade do projeto arquitetônico, tendo as dimensões de 14 cm onde as paredes eram compostas por blocos de 14 cm e 19 cm onde as paredes eram compostas por blocos de 19 cm.

Para os pilares também, em primeiro momento, utilizou-se as metodologias propostas no item 4.2, porém suas dimensões foram bastante variadas e para atender aos requisitos de estabilidade e da modulação de alvenaria, muitos pilares tiveram suas dimensões bastante modificadas em relação ao seu pré-dimensionamento até que se atendessem estes critérios.

6.1.2 Deslocamento e estabilidade global

A Estrutura I apresentou deslocamento horizontal de 0,28 cm no topo e deslocamento máximo entre pisos de 0,04 cm, respeitando os limites máximos estipulados no item 4.5, respectivamente, de 1,67 cm e 0,32 cm. Posteriormente, foram necessários realizar alguns ajustes nas seções dos pilares para respeitar a taxa máxima de armadura.

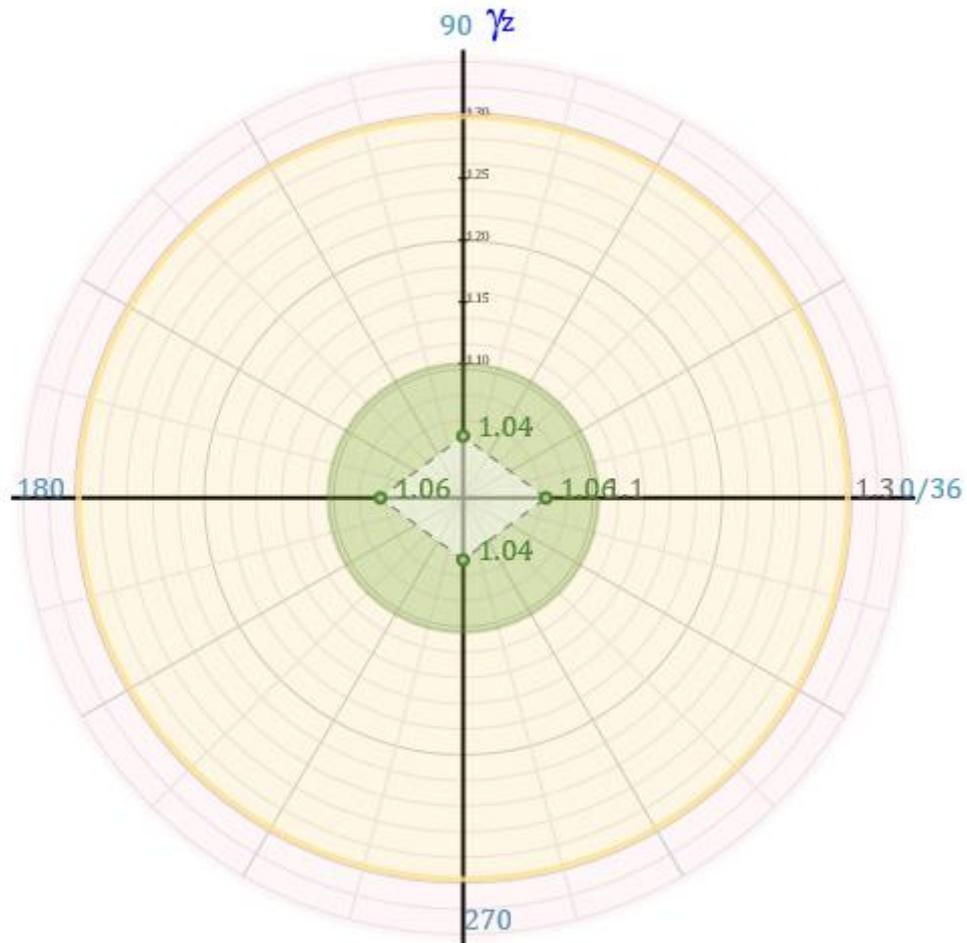
Figura 22 - Deformações na grelha do pavimento tipo da Estrutura I



(fonte: elaborada pelo autor)

O deslocamento máximo da grelha dos pavimentos tipo ocorreu nas lajes L18 e L25 do 9º pavimento, último pavimento tipo, e apresentou valor absoluto, sem desconsiderar a deformação axial dos pilares, de 0,4 cm, respeitando a deformação máxima de 2,1 cm, Figura 21.

Na Estrutura I chegou-se a uma boa rigidez dos pórticos e assim o γ_z apresentou valor de 1,06 na direção horizontal e 1,04 na direção vertical. Com esses resultados é possível desconsiderar os efeitos globais de segunda ordem e, com isso, a estrutura é considerada de nós fixos.

Figura 23 - Envoltória do γ_z da Estrutura I

(fonte: elaborada pelo autor)

6.1.3 Quantitativos

As tabelas a seguir apresentam os quantitativos de concreto, aço e formas da Estrutura I. A Tabela 5 apresenta a taxa de quilos de aço para cada metro cúbico utilizado de concreto.

Tabela 1 - Quantitativo de concreto da Estrutura I, valores em m³

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cob. dos Elevadores	1,8	6,2	10,5	18,5
Cobertura	18,2	29,3	56,1	103,6
Tipo(7x)	127,4	179,2	357	663,6
2º	21,5	26,2	50,6	98,3
Térreo	8,3	25,8	1	35,1
Total	177,2	266,7	475,2	919,1

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 2 - Quantitativo de Aço da Estrutura I, valores em kg

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cob. dos Elevadores	150,7	878,4	762,4	1791,5
Cobertura	1087,5	2879,8	3479,9	7447,2
Tipo(7x)	8047,7	16243,6	20439	44730,3
2º	1264	2264,1	2895,6	6423,7
Térreo	778,7	1295,3	81,6	2155,6
Total	11328,6	23561,2	27658,5	62548,3

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 3 - Quantitativo de formas da Estrutura I, valores em m²

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cob. dos Elevadores	27	68	79	174
Cobertura	232	355	431	1018
Tipo (7x)	1624	2065	2751	6440
2º	241	302	389	932
Térreo	92	325	7	424
Total	2216	3115	3657	8988

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 4 - Taxa de kg de aço por m³ de concreto da Estrutura I

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Taxa Média
Cob. dos Elevadores	84	142	73	99
Cobertura	60	98	62	73
Tipo(7x)	63	91	57	70
2º	59	86	57	67
Térreo	94	50	82	75
Taxa Média	72	93	66	77

(fonte: elaborada pelo autor)

6.2 ESTRUTURA II

A seguir serão apresentados o dimensionamento, deslocamentos, parâmetros de estabilidade global e quantitativos para a Estrutura II.

6.2.1 Dimensionamento

Atendendo as necessidades do projeto arquitetônico buscou-se, por meio dos conhecimentos práticos e critérios normativos, estabelecer dimensões para os elementos que fossem mais adequados para o tipo de uso da estrutura. No mercado, frequentemente, exige-se do projetista de estruturas que atenda certas taxas entre consumo de concreto e peso de aço, faz-se assim necessário que se busque sempre a menor dimensão possível dentro da necessidade apresentada.

As lajes para esta estrutura, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), devem ter dimensão mínima de 16 cm. Assim, como boa prática consolidada no mercado partiu-se de uma dimensão mínima de 16 cm para lajes e, através de um processo iterativo chegou-se a uma altura de laje de 18 cm, com esta dimensão atendeu-se, principalmente, ao deslocamento máximo entre os vãos, além de não ser necessária armadura de punção nos perímetros críticos dos pilares.

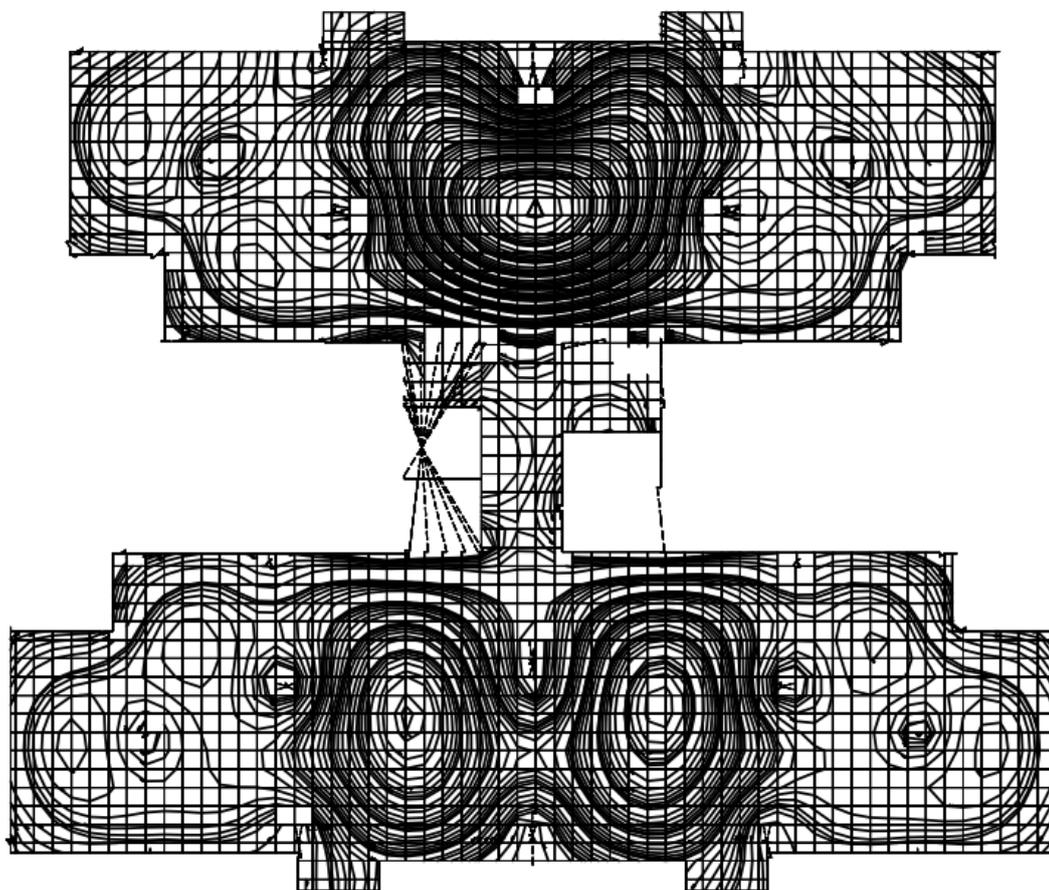
Para vigas de bordo utilizando-se as metodologias de pré-dimensionamento propostas no item 4.2 e após a verificação estabeleceu-se uma altura padrão de 53 cm, com raciocínio análogo ao item 6.1.1.

Para os pilares buscou-se consolidar um núcleo rígido, junto ao vão dos elevadores e escadas, que é responsável por conferir alta rigidez à estrutura, posteriormente distribuí-se pilares de forma que atendesse as necessidades arquitetônicas e estruturais até que se atingisse a estabilidade global necessária para que a estrutura tivesse um coeficiente γ_z menor que 1,1 sendo assim considerada uma estrutura de nós fixos, partindo de dimensões mínimas até que se atingissem estes parâmetros chegou-se as dimensões apresentadas no Apêndice C deste trabalho.

6.2.2 Deslocamento e estabilidade global

A Estrutura II apresentou deslocamento horizontal de 0,11 cm no topo e deslocamento máximo entre pisos de 0,02 cm, respeitando os limites máximos estipulados no item 4.5, respectivamente, de 1,67 cm e 0,32 cm.

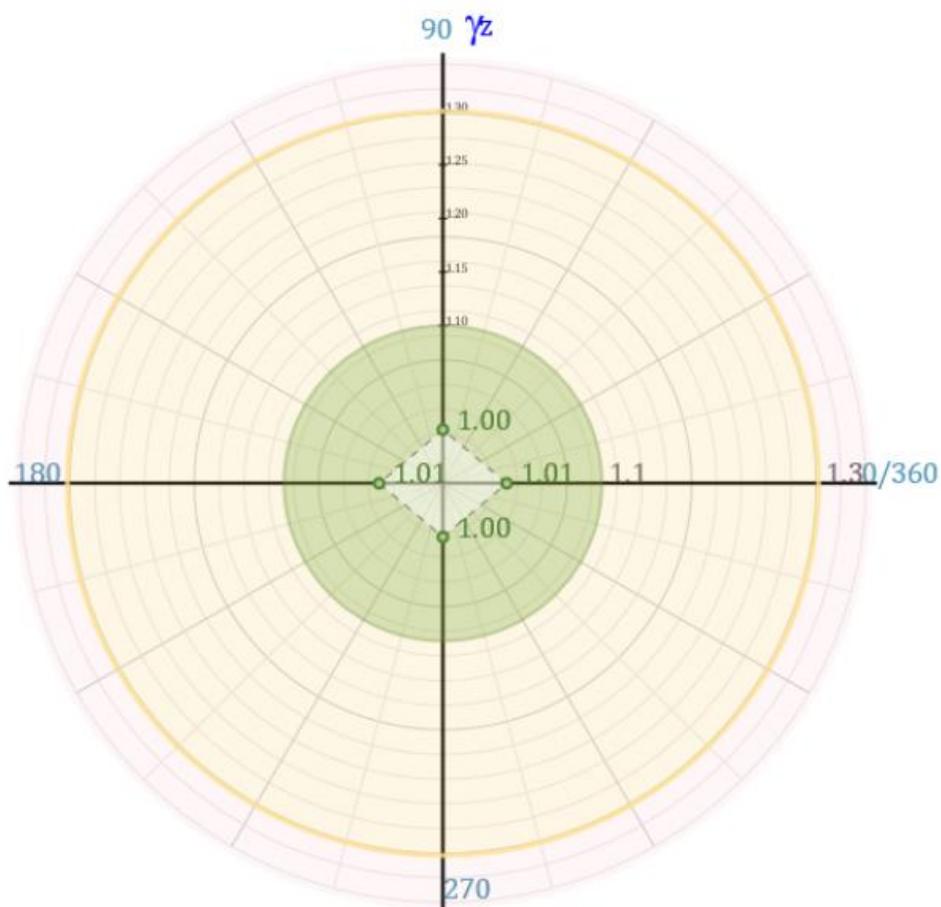
Figura 24 - Deformações na grelha do pavimento tipo da Estrutura II



(fonte: elaborada pelo autor)

O deslocamento máximo da grelha dos pavimentos tipo ocorreu na laje L5 do 9º pavimento, último pavimento tipo, e apresentou valor absoluto, sem desconsiderar a deformação axial dos pilares, de 1,8 cm, respeitando a deformação máxima de 2,6 cm, Figura 23.

Na Estrutura II também se chegou a uma boa rigidez dos pórticos e assim o γ_z apresentou valor de 1,01 na direção horizontal e 1,00 na direção vertical. Com esses resultados é possível desconsiderar os efeitos globais de segunda ordem e, com isso, a estrutura é considerada de nós fixos.

Figura 25 - Envoltória do γ_z da Estrutura II

(fonte: elaborada pelo autor)

6.2.3 Quantitativos

As tabelas a seguir apresentam os quantitativos de concreto, aço e formas da Estrutura II. A Tabela 8 apresenta a taxa de quilos de aço para cada metro cúbico utilizado de concreto.

Tabela 5 - Quantitativo de concreto da Estrutura II, valores em m³

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cob. dos Elevadores	6,5	-	18,5	25
Cobertura	23	18,7	85,5	127,2
Tipo(7x)	161	93,8	522,2	777
2º	23,1	13,2	74,7	111
Térreo	9,9	24,6	1	35,5
Total	223,5	150,3	701,9	1075,7

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 6 - Quantitativo de Aço da Estrutura II, valores em kg

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cob. dos Elevadores	488,2	185,5	1448,3	2122
Cobertura	1458,7	1766,2	9382	12606,9
Tipo(7x)	10785	15294	63702	89781
2º	1716,8	2026	6657	10399,8
Térreo	1081,9	1148,2	54,1	2284,2
Total	15530,6	20419,9	81243,4	117193,9

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 7 - Quantitativo de formas da Estrutura II, valores em m²

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cob. dos Elevadores	76	-	84	160
Cobertura	284	225	453	962
Tipo (7x)	1988	1106	2926	6020
2º	284	156	418	858
Térreo	107	312	7	426
Total	2739	1799	3888	8426

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 8 - Taxa de kg de aço por m³ de concreto da Estrutura II

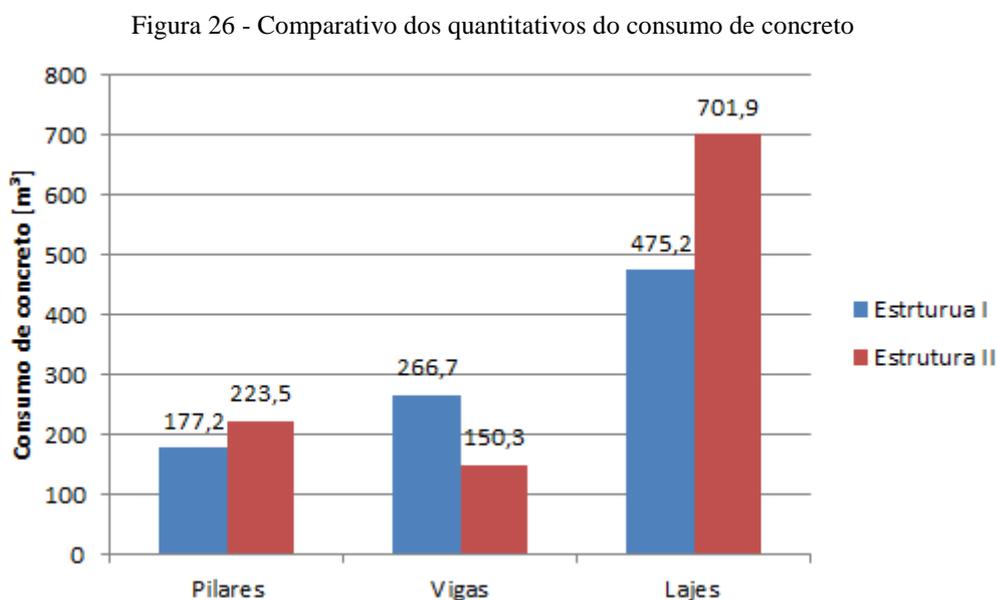
Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Taxa Média
Cob. dos Elevadores	75	-	78	77
Cobertura	63	94	110	89
Tipo(7x)	67	163	122	117
2º	74	153	89	106
Térreo	109	47	54	70
Taxa Média	78	114	91	92

(fonte: elaborada pelo autor)

7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são analisados os valores dos esforços ao nível das fundações e os resultados apresentados no capítulo 6 para as duas estruturas propostas neste estudo.

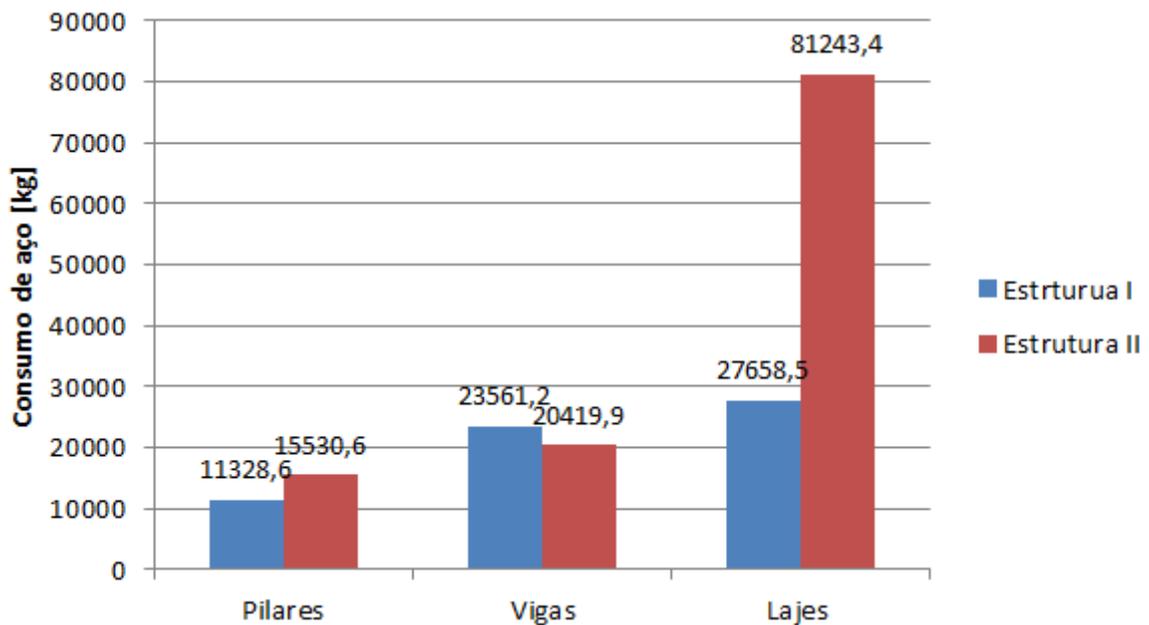
Em termos de consumo de concreto é possível verificar que a Estrutura I apresenta o menor consumo total, Figura 33. A Estrutura II apresenta valores 14,5% maiores que a Estrutura I. As lajes foram os elementos que mais contribuíram para isso, o volume consumido nas lajes é 32,3% maior na Estrutura II que apresentou uma laje média de 24,6 cm para o pavimento tipo enquanto a Estrutura I apresentou uma laje média de 21,2 cm para o pavimento tipo, o que já era esperado, pois as vigas tiveram suas alturas padronizadas na Estrutura I e na Estrutura II, por se tratar de uma proposta com lajes lisas, tem-se apenas vigas nos bordos e nos detalhes de fachada. Na Estrutura II as lajes utilizaram volume 78,6% maior que o volume consumido pelas vigas. Já na Estrutura I o volume consumido de concreto pelas lajes em relação as vigas foi apenas de 43,9% maior.



(fonte: elaborada pelo autor)

Ao analisar o consumo de aço é possível constatar que existe uma grande diferença entre as duas estruturas, a Estrutura II apresentou consumos de aço significativamente superiores aos apresentados pela Estrutura I. Para os pilares o consumo de aço da Estrutura II foi aproximadamente 27% superior que a Estrutura I, isso se deve ao fato de a Estrutura II não apresentar vigas de pórtico como apresenta a Estrutura I, os pilares centrais são responsáveis por conferir estabilidade à Estrutura II, assim, exigindo um consumo de aço maior. Para vigas o consumo de aço foi ligeiramente menor na Estrutura II, esperava-se que houvesse um consumo muito menor de aço nas vigas da Estrutura II, visto que, majoritariamente, são vigas de bordo e que não absorvem esforços de pórtico, a Estrutura I apresentou um consumo de aço 13,3% maior que a Estrutura II para vigas. A grande diferença entre as duas estruturas esta no consumo de aço das lajes, a Estrutura II apresentou um consumo 65,9% maior que a Estrutura I, com uma taxa de 122 kg de aço por metro cúbico de concreto no pavimento tipo da Estrutura II.

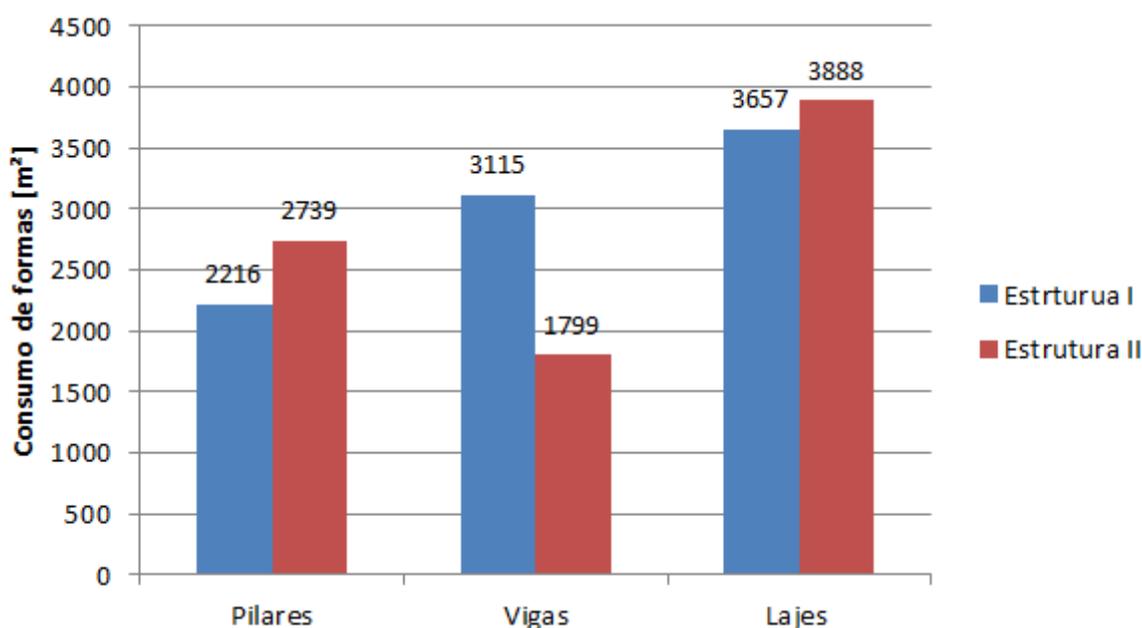
Figura 27 - Comparativo dos quantitativos do consumo de aço



(fonte: elaborada pelo autor)

No que tange o quantitativo de área de formas ambas as estruturas apresentaram valores próximos de consumo de materiais, com exceção da área de formas de vigas a qual houve um consumo significativamente maior na Estrutura I. Para pilares a área de formas consumidas pela Estrutura II foi 19,1% superior que a Estrutura I, isso se deve ao fato de que, como já mencionado para a solução estrutural utilizada na Estrutura II faz-se necessário elementos de pilares mais robustos, já que não há vigas formando pórticos para contribuir com a estabilidade da estrutura e os pilares ficam responsáveis por conferir esta estabilidade. Para vigas o consumo de área de formas foi significativamente maior na Estrutura I, como já era esperado, uma vez que na Estrutura II tem-se basicamente vigas nos bordos, o consumo de área de formas na Estrutura I foi 42,2% maior. Para lajes, o consumo de área de formas foi praticamente igual para ambas as estruturas, tendo um consumo 5,9% maior para a estrutura II.

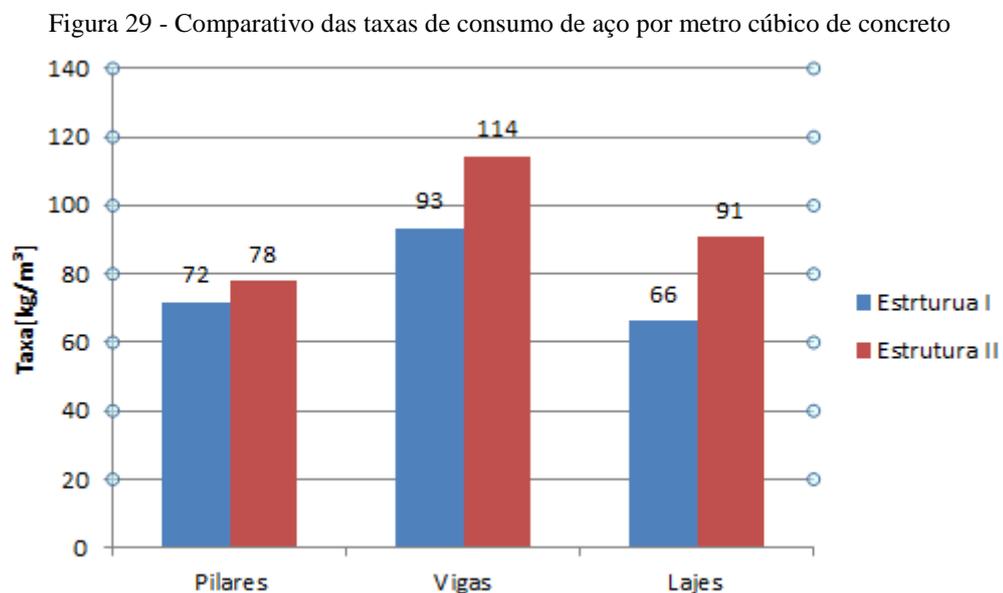
Figura 28 - Comparativo dos quantitativos do consumo de formas



(fonte: elaborada pelo autor)

Com o auxílio da Figura 30 pode-se constatar que as taxas de consumo de quilos de aço por metro cúbico de concreto foram mais elevadas na Estrutura II, nos três elementos estruturais. Isso se deve ao fato de a Estrutura I possuir o menor consumo de concreto entre as duas estruturas, apesar de a Estrutura II apresentar um consumo menor de concreto no que diz

respeito às vigas, já que na Estrutura II estes elementos estão presentes, majoritariamente, nos bordos, estas vigas tiveram uma armadura mais pesada que a média das vigas da Estrutura I e isso resultou em uma taxa de aço por metro cúbico de concreto maior. Para lajes houve um aumento significativo na taxa de quilos aço por metro cúbico de concreto da Estrutura II em relação a Estrutura I, um aumento de 27%, isso se deve ao fato de, além das lajes terem espessuras maiores que a Estrutura I e, no caso da Estrutura II, não poderem ser armadas em uma só direção, como é o caso de algumas lajes da Estrutura I, temos outras armaduras a considerar, como armadura contra colapso progressivo. Buscou-se, neste trabalho, dimensões de lajes a fim de evitar armaduras de punção, que também entrariam neste quantitativo. Para pilares quase não houve diferença entre as taxas, um percentual de 7,7% maior na Estrutura II.



(fonte: elaborada pelo autor)

Os esforços ao nível das fundações podem ser utilizados como indicadores para análise de consumo de materiais no projeto das fundações, visto que quanto maior as solicitações serão necessários mais elementos de fundações ou elementos maiores. Analisando a Tabela 9 rapidamente constata-se que novamente a Estrutura I apresentou o melhor resultado, possuindo as menores solicitações para todos os casos apresentados.

Tabela 9 – Esforços no nível das fundações

Estrutura	Permanente + Acidental	Vento 0º	Vento 90º	Vento 180º	Vento 270º
	Fz [tf]	My [tfm]	Mx [tfm]	My [tfm]	Mx [tfm]
Estrutura I	4377,73	150,34	-189,2	-153,5	193,11
Estrutura II	5095,09	117,4	-173,12	-119,82	176,89

(fonte: elaborada pelo autor)

Por fim é possível constatar que a Estrutura I, mesmo possuindo coeficiente γ_z mais elevado do que a Estrutura II, apresentou os menores esforços e menor consumo de concreto e formas. Além disso, também apresentou taxas de quilos de aço por metro cúbico de concreto menores. O único caso em que a Estrutura I performou pior do que a Estrutura II foram nos seus deslocamentos horizontais, no topo e entre pavimentos, mas isso não é uma desvantagem, pois respeita os limites normativos.

Tabela 10 - Resumo dos deslocamentos em cada estrutura, valores em centímetros

Estrutura	Deslocamento horizontal no topo	Deslocamento entre pavimentos	Flecha na grelha do nono pavimento
Estrutura I	0,28	0,04	0,4
Estrutura II	0,11	0,02	1,8

(fonte: elaborada pelo autor)

Em valores totais para cada estrutura, o modelo com lajes lisas não obteve vantagem em praticamente nenhum indicador. O único caso em que essa estrutura apresentou melhor desempenho foi no deslocamento horizontal no topo do edifício e no deslocamento entre pavimentos.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo principal deste trabalho era determinar qual das estruturas propostas, com mais ou menos pilares, com ou sem vigas, lajes convencionais ou lisas, apresenta o menor consumo de materiais (concreto, aço e formas) se tratando de ambas estruturas com classificação de nós fixos. Nesta perspectiva, considerando tudo o que foi apresentado no decorrer deste trabalho, apresenta-se uma análise final. Tomando como base a arquitetura proposta com uma área de aproximadamente 550 m² por pavimento, 2,75 m de pé-direito, um pavimento térreo no qual se encontram os elementos enterrados, um pavimento acima do térreo, onde foi feita a mudança de seção dos pilares, sete pavimentos tipo, um pavimento cobertura e um pavimento cobertura dos elevadores a Estrutura I apresentou os melhores resultados em praticamente todos os itens avaliados. Somente na deformação horizontal no topo do edifício e entre pavimento foi superada pela Estrutura II, mas que não a torna inexecutável. As Estruturas I e II não foram impactadas pelas deformações das grelhas dos pavimentos, mesmo tendo que vencer vãos relativamente grandes. A análise de pilares, vigas e lajes foram regidas por estas deformações, com isso é possível inferir que estruturas destinadas a edificações residenciais que não sejam realmente necessárias serem constituídas de lajes lisas, seja por questão de altura da edificação ou de pé direito, seja por espaçamento entre pilares não são ideias do ponto de vista econômico, visto que seu consumo de materiais se torna muito maior em relação as estruturas de concreto armado constituídas de vigas e lajes maciças. Como ambas as estruturas apresentaram como característica um parâmetro γ_z abaixo de 1,1 e, portanto, classificadas como estruturas de nós fixos dispensando, assim, a análise de segunda ordem, do ponto de vista econômico isso favoreceu muito as estruturas, visto que o consumo de materiais tende a ter um crescimento considerável quando os elementos, pilares principalmente, são solicitados com esforços de segunda ordem, o consumo de aço cresce de maneira significativa e, muitas vezes, as dimensões dos elementos necessitam um robustez maior. Por se tratar de um estudo acadêmico, teve-se certa liberdade, dentro dos limites normativos, de se escolher as dimensões dos elementos e forçar que a estrutura atingisse alguns parâmetros como manter o coeficiente γ_z abaixo de 1,1, na prática, muitas vezes, as limitações arquitetônicas e comerciais são mais rigorosas e acaba-se com elementos menos robustos, fazendo com que os quantitativos de materiais sejam mais elevados. O mercado

exige taxas de aço por volume de concreto cada vez menores, tornando, assim, estudos como este de vital importância para o projetista que visa se destacar e ganhar espaço no mercado.

Em suma, o estudo foi satisfatório, atingiu os objetivos de determinar para a arquitetura proposta a melhor configuração estrutural em termos de consumo de materiais. Em tempos onde os softwares permitem dimensionar e analisar muito rapidamente uma solução estrutural, a análise e avaliação de mais de uma solução estrutural torna-se cada vez mais importante para diminuir custos, pois conforme visto, existe uma grande diferença entre as soluções apresentadas. Sendo assim, o trabalho de um engenheiro estrutural recebe ainda mais relevância, pois com a sua experiência pode gerar uma grande economia para a obra. É de vital importância que o trabalho do engenheiro seja valorizado de forma a permitir a realização deste tipo de análise e de que essa fase de estudo seja encarada com o devido apreço pelos profissionais envolvidos em todas as fases do projeto.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, S. O. **Análise da estabilidade global de estruturas de concreto.** UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS. Goiânia. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, p. 66. 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos.** Rio de Janeiro, p. 238. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120 - Ações para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro, p. 60. 2019.

BUZO, H. A. G. **Estudo do comportamento de diafragma rígido de lajes maciças.** Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, p. 52. 2017.

CAMPOS FILHO, A. **Projeto de Escadas de Concreto Armado.** Porto Alegre. 2014.

CHAGAS, D. P. **Análise comparativa entre modelos estruturais para edifícios de concreto armado.** Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, p. 71. 2012.

CICOLIN, L. A. B. **Estabilidade em edifício de concreto armado com pavimentos em lajes planas.** Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. 2007.

GIONGO, J. S. **Concreto Armado: Projeto Estrutural de Edifícios.** São Carlos. 2007.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais.** São Paulo: Pini, 2007.

MELO, P. R. de **Pré-Dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos.** Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia. 2013.

PEREIRA, R. R. B. **Avaliação do pré-dimensionamento de peças estruturais de concreto armado: vigas, lajes e pilares.** Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2015

REBELLO, Y. C. P. **A Concepção Estrutural e a Arquitetura.** São Paulo: Ziguarte Editora, 2000.

XAVIER, I. **Orçamento, planejamento e custos de obras.** São Paulo : FUPAM, 2008.

BOTELHO, M. H, C. **Concreto armado, eu te amo.** 2. ed. rev. ampl. São Paulo: Edgard Blucher 1996.

MEIRA, G. R.; PADARATZ, Ivo J. **Custos de recuperação e prevenção de estruturas de concreto armado: uma análise comparativa.** In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, IX, 2002, Foz do Iguaçu. **Anais...** Porto Alegre: 2002, p. 1425-1432.

HENNRICHS, C. A. **Estudo sobre modelagem de lajes planas.** 2003. 201 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

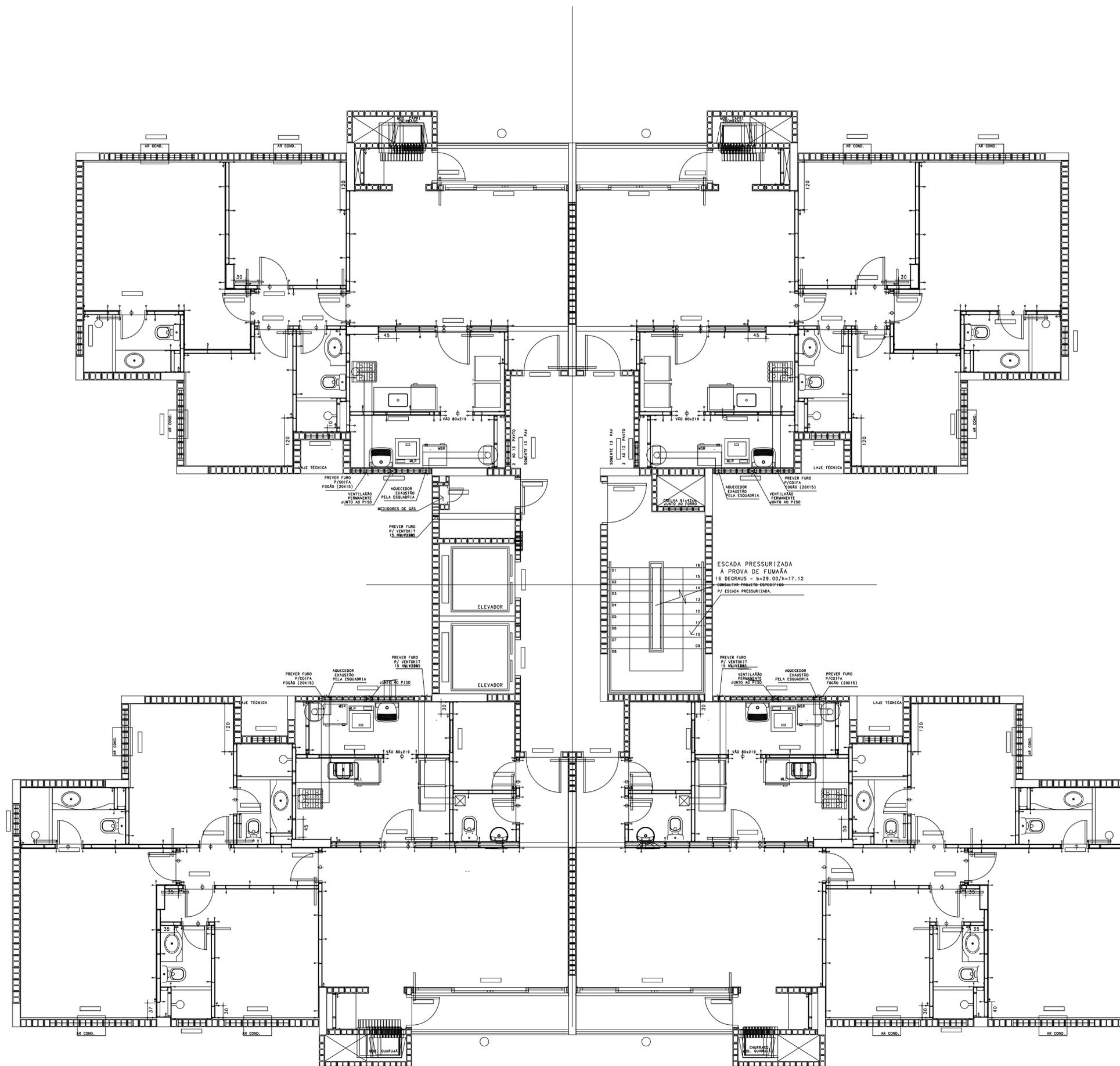
MELGES, J. L. P. **Punção em lajes:** exemplos de cálculo e análise teórico-experimental. 1995. 217 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

APÊNDICES

Apêndice A – Planta baixa arquitetônica do pavimento tipo

Apêndice B – Plantas baixas da Estrutura I (geometria do pavimento térreo, tipo e cobertura e plantas com as deformações nas grelhas do pavimento)

Apêndice C – Plantas baixas da Estrutura II (geometria do pavimento térreo, tipo e cobertura e plantas com as deformações nas grelhas do pavimento tipo)



CONCRETO:
fck 30 MPa

00	EMISSÃO INICIAL	04/2023	GUILHERME
Rev	Alteração	Data	Visto
Resp. Técnicos			

Obra: **EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

Assunto: **APÊNDICE A**

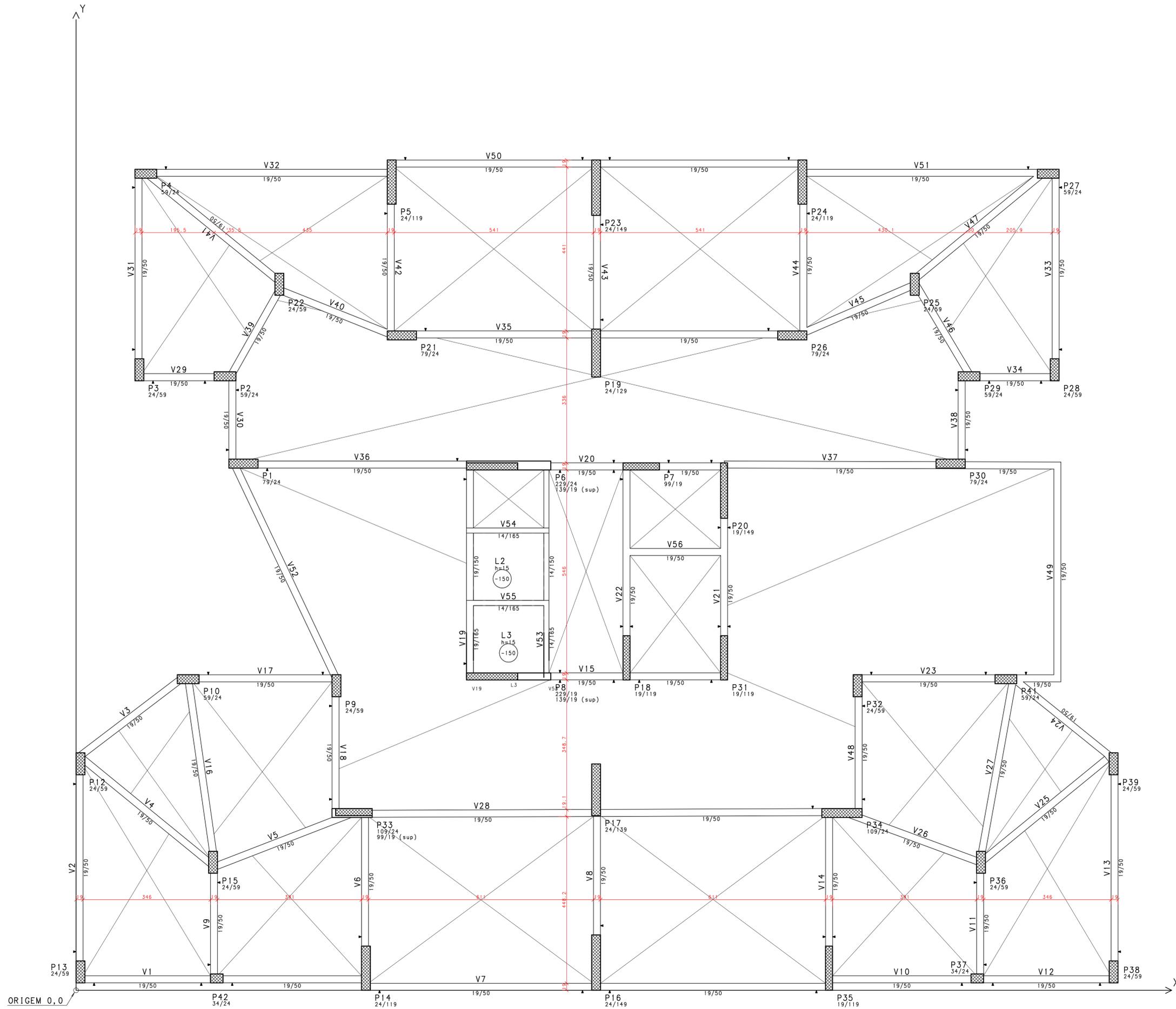
Conteúdo: **PLANTA BAIXA ARQUITETÔNICA DO PAVIMENTO TIPO**

Cliente: UFRGS - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

Identificação: **GUILHERME BERTA OLIVEIRA MARTINS - TCC**

Escala: 1:50

fck 30 MPa



CONCRETO:
f_{ck} 30 MPa

00	EMISSÃO INICIAL	04/2023	GUILHERME
Rev	Alteração	Data	Visto

Resp. Técnicos

Obra: EDIFÍCIO RESIDENCIAL

Assunto: APÊNDICE B - ESTRUTURA I

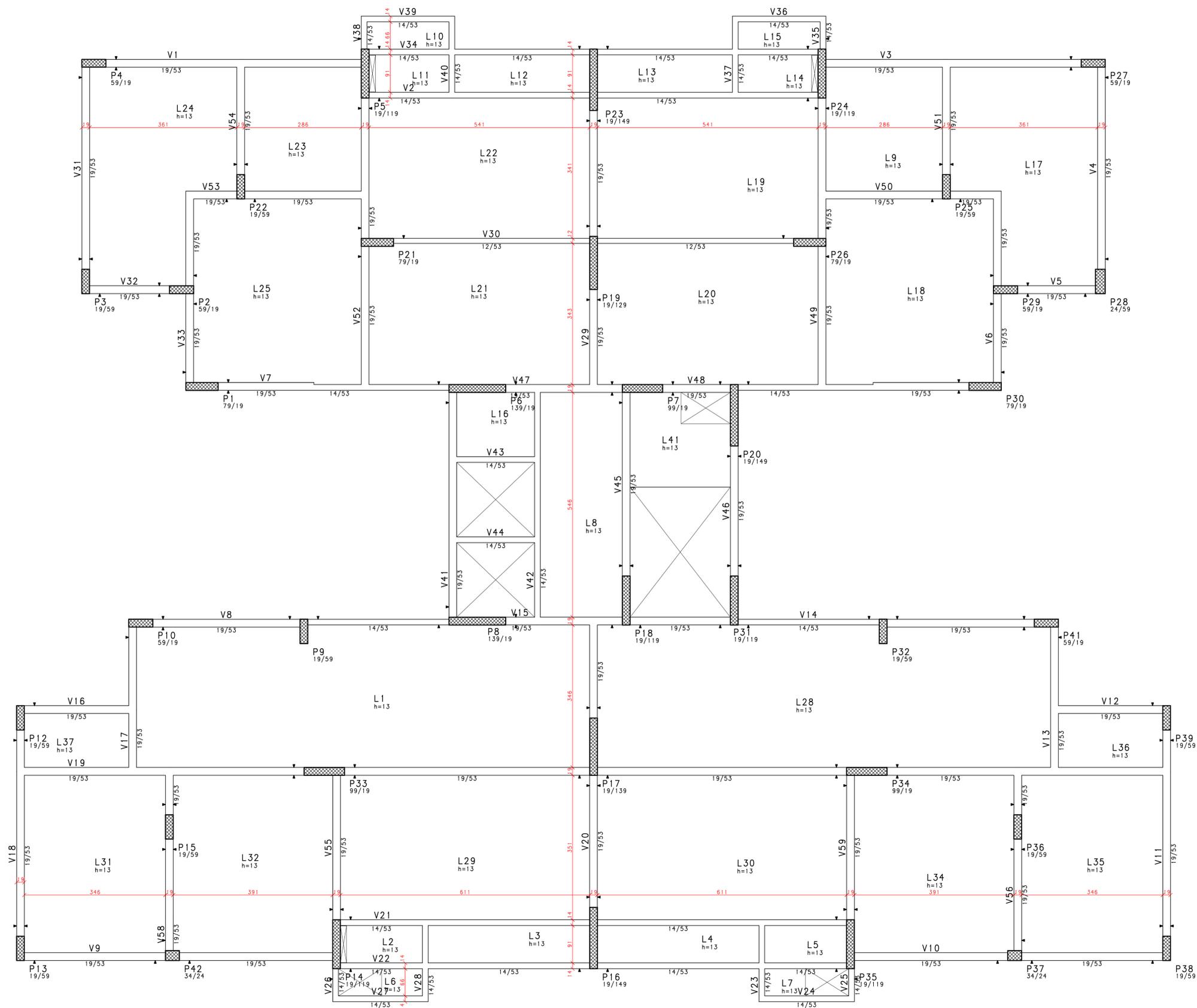
Conteúdo: GEOMETRIA DO PAVIMENTO TÉRREO

Cliente: UFRGS - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

Identificação: 1 / 4

Escala: 1:50

f_{ck} 30 MPa



CONCRETO:
f_{ck} 30 MPa

00	EMISSÃO INICIAL	04/2023	GUILHERME
Rev	Alteração	Data	Visto

Resp. Técnicos

Obra: **EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

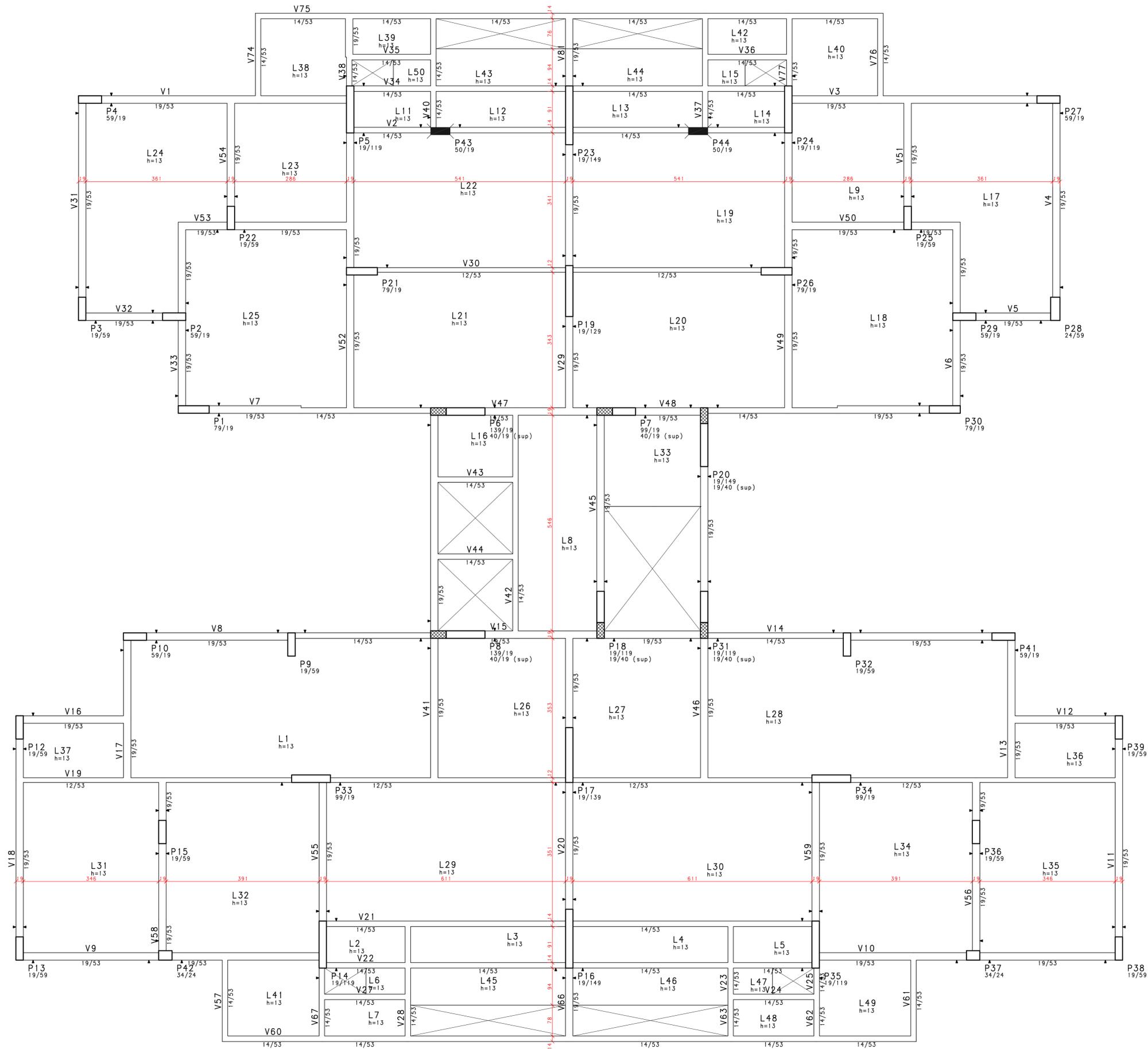
Assunto: **APÊNDICE B - ESTRUTURA I**

Conteúdo: **GEOMETRIA DO PAVIMENTO TIPO**

Cliente: UFRGS - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

Identificação: **2 / 4**

Escala: 1:50 fck 30 MPa



CONCRETO:
f_{ck} 30 MPa

Rev	Descrição	Data	Assinatura
00	EMISSÃO INICIAL	04/2023	GUILHERME
Rev	Alteração		Visto

Resp. Técnicos

Obra: **EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

Assunto: **APÊNDICE B - ESTRUTURA I**

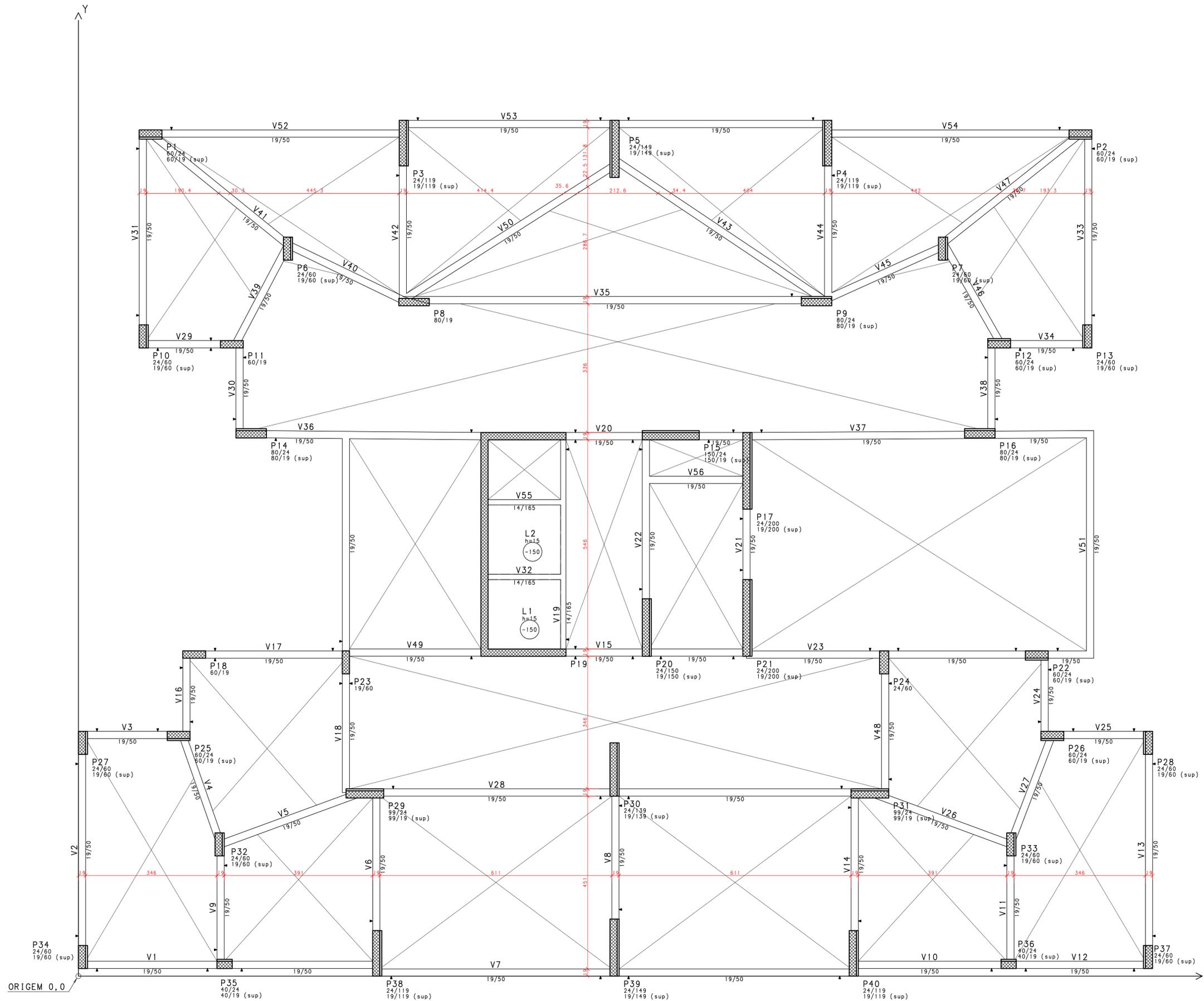
Conteúdo: **GEOMETRIA DO PAVIMENTO COBERTURA**

Cliente: UFRGS - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

Identificação: **3 / 4**

Escala: 1:50

f_{ck} 30 MPa



CONCRETO:
fck 30 MPa

00	EMISSÃO INICIAL	04/2023	GUILHERME
Rev	Alteração	Data	Visto

Resp. Técnicos

Obra: **EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

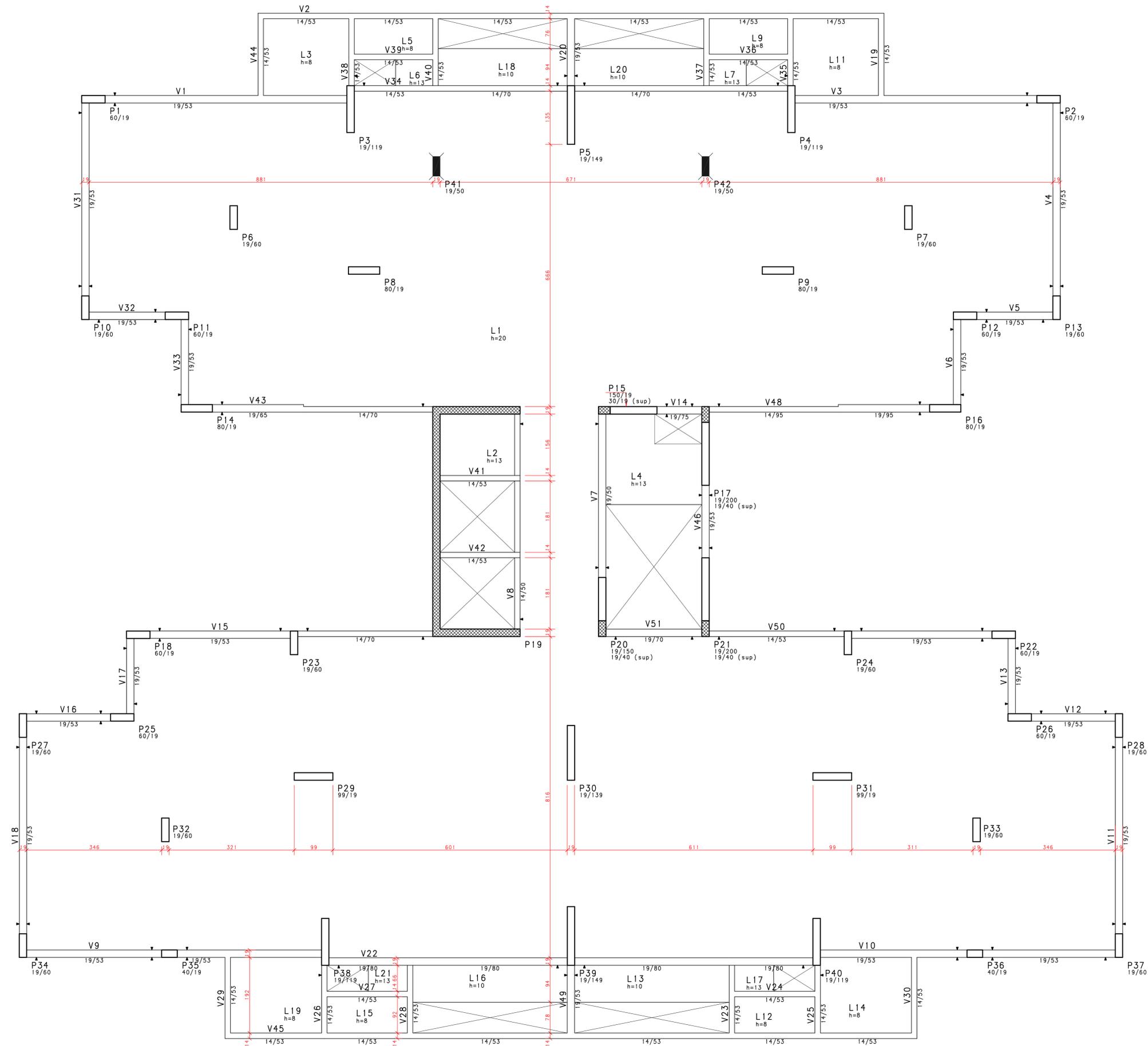
Assunto: **APÊNDICE C - ESTRUTURA II**

Conteúdo: **GEOMETRIA DO PAVIMENTO TÉRREO**

Cliente: UFRGS - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

Identificação: **1 / 4**

Escala: 1:50 fck 30 MPa



CONCRETO:
f_{ck} 30 MPa

00	EMISSÃO INICIAL	04/2023	GUILHERME
Rev	Alteração	Data	Visto
Resp. Técnicos			

Obra: **EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

Assunto: **APÊNDICE C - ESTRUTURA II**

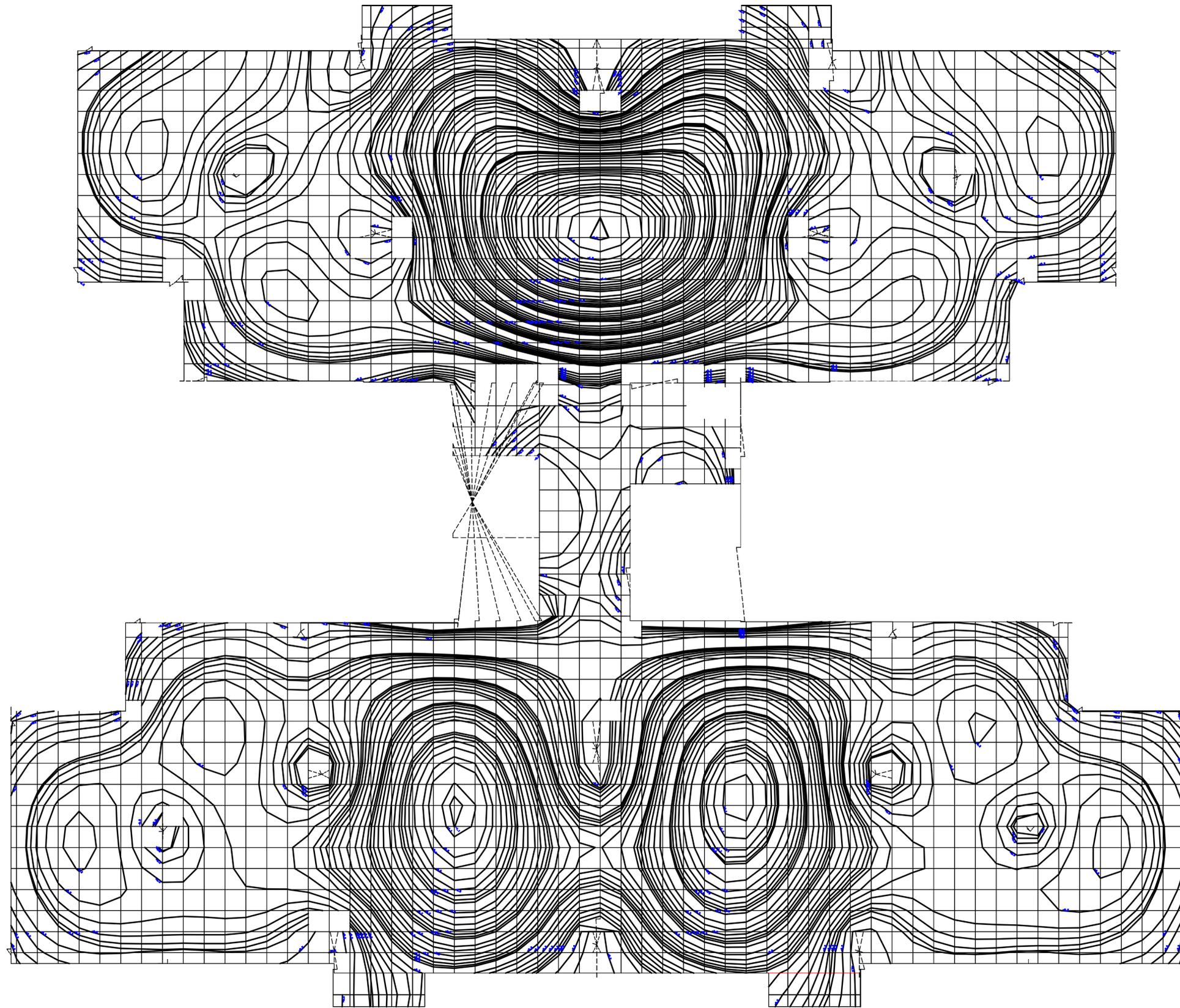
Conteúdo: **GEOMETRIA DO PAVIMENTO COBERTURA**

Cliente: UFRGS - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

Identificação: **3 / 4**

Escala: 1:50

f_{ck} 30 MPa



CONCRETO:
fck 30 MPa

Rev	Alteração	Data	Visto
00	EMISSÃO INICIAL	04/2023	GUILHERME

Resp. Técnicos

Direitos Autorais Reservados	Obra	EDIFÍCIO RESIDENCIAL
	Assunto	APÊNDICE C - ESTRUTURA II
	Conteúdo	DESLOCAMENTO DA GRELHA DO 9º PAVIMENTO
	Cliente	UFRGS - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Identificação	GUILHERME BERTA OLIVEIRA MARTINS - TCC	Desenho
Escala	1:50	fck
		30 MPa

4 / 4