

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

Filipe Celório Melleu Rosa

**ESTABILIDADE GLOBAL: ANÁLISE DE UMA ESTRUTURA
DE CONCRETO ARMADO COM UTILIZAÇÃO DE LAJES
LISAS**

Porto Alegre
dezembro 2016

FILIPPE CELÍRIO MELLEU ROSA

**ESTABILIDADE GLOBAL: ANÁLISE DE UMA ESTRUTURA
DE CONCRETO ARMADO COM UTILIZAÇÃO DE LAJES
LISAS**

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

Orientador: Roberto Domingo Rios

Porto Alegre
dezembro 2016

FILIPPE CELÍRIO MELLEU ROSA

**ESTABILIDADE GLOBAL: ANÁLISE DE UMA ESTRUTURA
DE CONCRETO ARMADO COM UTILIZAÇÃO DE LAJES
LISAS**

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

Porto Alegre, 12 de dezembro 2016

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)
Ph.D. pela Pennsylvania State University

Prof. João Ricardo Masuero (UFRGS)
Dr. 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 meus pais, Rubens e Jane, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

AGRADEDECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Roberto Domingo Rios, orientador deste trabalho, pelo apoio, e compreensão apresentados ao longo deste trabalho.

Agradeço ao Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco por ter aceitado ser o relator deste trabalho, e ao professor João Ricardo Masuero por ter aceitado fazer parte da banca examinadora.

Agradeço a Carlos de Moura Moraes, Edemir Caetano Simonato, e todo o pessoal da Vantec Estruturas por todo aprendizado que obtive durante meu estágio.

Agradeço a minha namorada, Jéssica Rodrigues Lopes, que embora tenhamos nos conhecido ao final da minha graduação, me apoio muito em diversas situações, inclusive na árdua tarefa de concluir este trabalho.

Agradeço aos colegas e amigos Felipe Silveira Prates da Cunha, Joel Blanco de Oliveira, Thais Braga Frota, Gustavo Simonato e João Soliman Junior pela parceria e amizade durante a graduação, e que estas, sobrevivam o fim da graduação.

Agradeço aos meus pais Rubens dos Santos Rosa e Jane Maria Melleu Rosa por todo amor e carinho dedicados.

Torna-te aquilo que és.

Friedrich Nietzsche

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo de caso referente a estabilidade global em uma edificação de concreto armado com utilização de lajes lisas. A partir de uma planta arquitetônica de um pavimento tipo, lançou-se a estrutura, definindo espessura de laje bem como a disposição de pilares. A ideia do trabalho consiste na verificação de que quantos pavimentos são possíveis de se obter sem que haja a necessidade de utilização de subestruturas adicionais de contraventamento. Tendo isso em vista, foram adotadas as dimensões limites dos pilares para que estes não fossem considerados pilares-paredes. Inicialmente, foi criado um modelo com 4 pavimentos (número mínimo de pavimentos para a utilização do coeficiente γ_z). Esse modelo foi construído e analisado através do *software* comercial TQS. Após a análise dos resultados referente a estabilidade e deslocamentos do modelo, criava-se um novo modelo com um pavimento a mais que o anterior, repetindo-se a análise. Esse processo foi repetido até o momento em que a estrutura apresente deslocamentos excessivos, ou quando fosse considerada instável. Inicialmente, com uma estrutura composta por 4 pavimentos, obteve-se uma estrutura de nós fixos até o momento em que se alcançou 6 pavimentos, a partir daí, passou a ser considerada de nós móveis, situação em que a consideração dos efeitos de segunda ordem são imprescindíveis. A análise prosseguiu até uma situação limite ser atingida. Para o caso de estudo, a situação limite foi o deslocamento excessivo da edificação.

Palavras-chave: estabilidade global; lajes lisas;
efeitos de segunda ordem.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho	20
Figura 2 – Pilares com capitel e painéis de transição (<i>drop panel</i>)	23
Figura 3 – Laje lisa maciça	25
Figura 4 – Laje lisa nervurada	25
Figura 5 – Laje-cogumelo com painel de transição (<i>drop panel</i>)	26
Figura 6 – Laje-cogumelo com capitel	26
Figura 7 – Estruturas deslocáveis e indeslocáveis	29
Figura 8 – Relação momento-curvatura	32
Figura 9 – Posição deslocada em iterações sucessivas	39
Figura 10 – Estrutura indeformada	40
Figura 11 – Estrutura deformada	40
Figura 12 – Forças horizontais fictícias	40
Figura 13 – Evolução dos resultados do cálculo de momentos fletores	42
Figura 14 – Planta baixa da arquitetura do pavimento tipo	44
Figura 15 – Deflexões	50
Figura 16 – Formas	51
Figura 17 – Distribuição de cargas na laje	53
Figura 18 – Direções de atuação do vento	56
Figura 19 – Visualização 3D do modelo 1	59
Figura 20 – Visualização 3D do modelo 2	62
Figura 21 – Visualização 3D do modelo 3	64
Figura 22 – Visualização 3D do modelo 4	65
Figura 23 – Visualização 3D do modelo 5	69

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Relação entre o coeficiente γ_z e a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem	37
Quadro 2 – Combinação de carregamentos no estado limite último	57
Quadro 3 – Combinação de carregamentos no estado limite de serviço	58
Quadro 4 – Resumo das informações de cálculo	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficientes de arrasto para modelo 1	60
Tabela 2 – Parâmetros de estabilidade globais do modelo 1	60
Tabela 3 – Deslocamentos máximos do modelo 1	61
Tabela 4 – Deslocamentos máximos entre pisos do modelo 1	61
Tabela 5 – Coeficientes de arrasto para modelo 2	62
Tabela 6 – Parâmetros de estabilidade globais do modelo 2	62
Tabela 7 – Deslocamentos máximos do modelo 2	63
Tabela 8 – Deslocamentos máximos entre pisos do modelo 2	63
Tabela 9 – Coeficientes de arrasto para modelo 3	64
Tabela 10 – Parâmetros de estabilidade globais do modelo 3	64
Tabela 11 – Deslocamentos máximos do modelo 3	65
Tabela 12 – Deslocamentos máximos entre pisos do modelo 3	65
Tabela 13 – Coeficientes de arrasto para modelo 4	66
Tabela 14 – Parâmetros de estabilidade globais do modelo 4	66
Tabela 15 – Deslocamentos máximos do modelo 4	66
Tabela 16 – Deslocamentos máximos entre pisos do modelo 4	67
Tabela 17 – Coeficientes de arrasto para modelo 5	68
Tabela 18 – Parâmetros de estabilidade globais do modelo 5	68
Tabela 19 – Deslocamentos máximos do modelo 5	68
Tabela 20 – Deslocamentos máximos entre pisos do modelo 5	69

LISTA DE SÍMBOLOS

A – área frontal efetiva (m^2)

A_s – área da armadura de tração (cm^2)

A'_s – área da armadura de compressão (cm^2)

C – coeficiente de arrasto

C_{hor} – cargas horizontais características (tf)

C_{tot} – somatório de cargas verticais características (tf)

d_i – deslocamento horizontal relativo do pavimento i (cm)

E_{ci} – módulo de elasticidade tangencial inicial do concreto (kN/cm^2)

E_{cs} – módulo de elasticidade secante do concreto (kN/cm^2)

$(EI)_{sec}$ – rigidez secante ($kNcm^2$)

FH_i = força horizontal atuante no pavimento i ;

FH_{i+1} = força horizontal atuante no pavimento $i+1$;

F – força devida ao vento (N)

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto (MPa)

h – altura de uma edificação acima do terreno, medida até o topo da platibanda ou nível do beiral (m)

h_i – pé-direito do pavimento i (cm)

H_i – força horizontal suplementar fictícia sobre o pavimento i (kN)

H_{tot} – altura total da estrutura (m)

I_c – momento de inércia da seção bruta de concreto (cm^4)

L_1 – largura: dimensão horizontal de uma edificação perpendicular a direção do vento (m)

L_2 – profundidade: dimensão de uma edificação na direção do vento (m)

M – momento fletor final (kNcm)

M_1 – momento de 1ª ordem das cargas horizontais características (tf.m)

M_2 – momento de 2ª ordem das cargas verticais características (tf.m)

M_I, M_{II}, \dots – momentos fletores calculados numa dada seção da estrutura (kNcm)

$M_{1,tot,d}$ – momento de tombamento (kNcm)

n – número de pavimentos

N_k – somatório de todas as forças verticais com seus valores característicos (kN)

q – pressão dinâmica (Pa)

S_1 – fator topográfico

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

S_3 – fator estatístico

V_0 – velocidade básica do vento (m/s)

V_i – força vertical acumulada até o pavimento (kN)

V_k – velocidade característica do vento (m/s)

α – parâmetro de instabilidade

α_1 – valor limite do parâmetro de instabilidade para estruturas de nós fixos

ΔH_{max} – máximo deslocamento horizontal (cm)

ΔH_{Rlim} – valor relativo limite à altura total do edifício

ΔH_{Rmax} – valor máximo relativo à altura total do edifício

$\Delta H_{i_{\max}}$ – máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm)

$\Delta H_{i_{R\lim}}$ – valor relativo limite ao pé-direito do pavimento

$\Delta H_{i_{R\max}}$ – valor máximo relativo ao pé-direito do pavimento

$\Delta M_{\text{tot,d}}$ – soma dos produtos das forças verticais pelos deslocamentos horizontais, em análise de primeira ordem (kNcm)

γ_z – coeficiente que estima efeitos globais de segunda ordem

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	18
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	18
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	18
2.2.1 Objetivo principal	18
2.2.2 Objetivo secundário	18
2.3 PRESSUPOSTO	18
2.4 DELIMITAÇÃO	19
2.5 LIMITAÇÕES	19
2.6 DELINEAMENTO	19
3 SISTEMA ESTRUTURAL COM LAJES LISAS	22
3.1 DEFINIÇÃO	22
3.2 VANTAGENS	23
3.3 DESVANTAGENS	24
3.4 TIPOLOGIAS DAS LAJES LISAS	24
3.5 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS DE FLEXÃO.....	27
4 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM E ESTABILIDADE GLOBAL	28
4.1 DESLOCAMENTOS	29
4.2 ANÁLISE ESTRUTURAL	30
4.2.1 Não-linearidade geométrica	30
4.2.2 Não-linearidade física	31
4.3 MÉTODOS DE CALCULO	33
4.3.1 Parâmetro de instabilidade α	33
4.3.1.1 Cálculo do parâmetro de instabilidade α	34
4.3.1.2 Classificação da estrutura	34
4.3.1.3 Restrição da aplicabilidade	35
4.3.2 Coeficiente γ_z	36
4.3.2.1 Cálculo do coeficiente γ_z	36
4.3.2.2 Classificação da estrutura	36
4.3.2.3 Restrição da aplicabilidade	37
4.3.2.4 Particularidades	38
4.3.3 Processo P-Δ	38
5 DEFINIÇÃO DO MODELO	43

5.1 DEFINIÇÕES ARQUITETÔNICAS	43
5.2 CONSIDERAÇÕES REFERENTES À ANÁLISE ESTRUTURAL	45
5.2.1 Modelos de processamento	45
5.2.2 Características dos materiais	46
5.2.2.1 Característica do concreto	46
5.2.2.2 Característica do aço	47
5.2.3 Geometria da estrutura	47
5.2.3.1 Fundações	47
5.2.3.2 Pilares	47
5.2.3.3 Laje	48
5.2.4 Carregamentos	52
5.2.4.1 Cargas verticais permanentes	54
5.2.4.2 Cargas verticais acidentais	54
5.2.4.3 Forças horizontais acidentais devido à ação do vento	54
6 ANÁLISE ESTRUTURAL	57
6.1 COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS	57
6.1.1 Combinações de carregamentos utilizadas para a análise da estabilidade global da estrutura	57
6.1.2 Combinações de carregamentos utilizadas para análise dos deslocamentos da estrutura	58
6.2 INFORMAÇÕES DE CÁLCULO	58
6.3 MODELOS	59
6.3.1 Modelo 1	59
6.3.2 Modelo 2	61
6.3.3 Modelo 3	63
6.3.4 Modelo 4	65
6.3.5 Modelo 5	67
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	70
REFERÊNCIAS	71

1 INTRODUÇÃO

No decorrer dos últimos anos, foi possível perceber, no Brasil, uma tendência progressiva no que se refere ao processo de verticalização das edificações. Esse processo tem como catalisador concepções arquitetônicas cada vez mais arrojadas aliadas a uma crescente necessidade de aproveitamento máximo de espaços disponíveis para implantação das edificações. Espaços estes que se tornam cada vez mais caros e raros de serem encontrados em grandes centros urbanos.

Com o aumento da altura das edificações, os efeitos causados pela ação do vento e outras forças horizontais se tornaram um dos mais importantes fatores a serem considerados nos projetos, pois resultam em um carregamento horizontal com consequentes deslocamentos, os quais, associados aos demais carregamentos, produzem esforços adicionais sobre a estrutura, os chamados efeitos de segunda ordem. Antigamente, os processos de cálculo eram quase que exclusivamente efetuados de forma manual, o que implicava em adotar uma série de hipóteses simplificadoras nos modelos de cálculo, o que causava muitas dificuldades para o correto tratamento das ações horizontais. Logo, um dos aspectos que mais impactou o cálculo de estruturas foi o avanço dos sistemas computacionais para projeto estrutural, pois permitiu produzir modelos muito mais precisos e realistas quanto ao comportamento das estruturas. Então, modelos complexos demais para procedimentos manuais passaram a ser facilmente considerados nos projetos como, por exemplo, a ação do vento e demais forças horizontais e seus decorrentes efeitos de segunda ordem. Dessa forma, foi possível, sem muito esforço, analisarem-se as condições de estabilidade globais de uma determinada estrutura.

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.

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, também conhecidas como lajes planas (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.

A justificativa para o estudo da estabilidade global de estruturas de concreto armado com utilização de lajes lisas reside no fato de que, embora seja possível encontrar na literatura publicações sobre esse assunto, não é amplamente divulgada a questão referente ao tratamento

dado à estabilidade, a qual é uma questão de grande importância e requer os devidos cuidados. Tendo em vista a carência que há sobre esse assunto, a intenção é contribuir no que se refere a possíveis abordagens desse tipo de estrutura em relação à estabilidade e efeitos de segunda ordem, compilando o máximo de informações disponíveis sobre o tema avaliando os parâmetros envolvidos no processo e suas influências nos resultados da análise.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

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

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: até que altura, o edifício de múltiplos pavimentos estudado, com sistema estrutural em lajes lisas, apresenta estabilidade frente a ações horizontais sem que haja a necessidade de subestruturas adicionais de contraventamento frente a determinadas condições de contorno, como disposição de pilares, vinculação com a fundação e cidade de implantação?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

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

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a verificação de até que altura poderia ser viável utilizar a solução em lajes lisas no edifício estudado, sem a necessidade de subestruturas adicionais de contraventamento frente às condições de contorno definidas como disposição de pilares, vinculação com a fundação e cidade de implantação.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é apresentar as diretrizes para análise do desempenho de sistemas estruturais em lajes lisas quanto à estabilidade.

2.3 PRESSUPOSTO

São pressupostos do trabalho que:

- a) o *software* a ser utilizado para análise da estrutura, através do coeficiente γ_z , simula os efeitos globais de segunda ordem de maneira adequada, de forma que os resultados obtidos se aproximam do comportamento real da estrutura;
- b) as condições de contorno adotadas para análise da estrutura são fixas.

2.4 DELIMITAÇÃO

O trabalho delimita-se a análise de um edifício residencial.

2.5 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

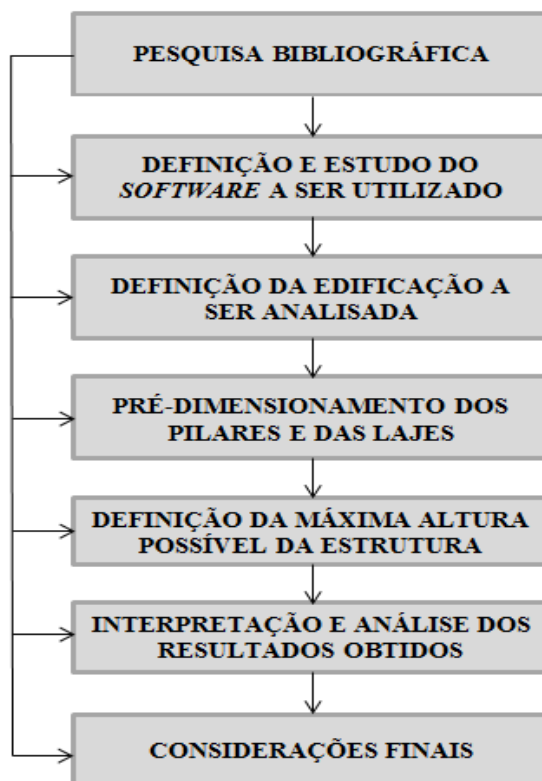
- a) utilização de apenas um *software* para simular o comportamento da estrutura;
- b) efeitos de segunda ordem devidos a não-linearidade física considerados de formas simplificadas através de redutores da inércia dos elementos de concreto;
- c) análise baseada em um pavimento tipo do edifício estudado;
- d) edificação implantada em terreno plano na cidade de Porto Alegre;
- e) as condições de contorno são fixas para todo o estudo (como disposição de pilares, vinculação com a fundação e cidade de implantação).

2.6 DELINEAMENTO

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

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) definição e estudo do *software* a ser utilizado;
- c) definição da edificação a ser analisada;
- d) dimensionamento dos pilares e das lajes;
- e) definição da máxima altura possível para a estrutura;
- f) interpretação e análise dos resultados obtidos;
- g) considerações finais.

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

A etapa inicial do trabalho consiste na pesquisa bibliográfica, que tem por objetivo desenvolver o embasamento teórico e aprimorar o conhecimento sobre o tema escolhido de forma auxiliar no correto andamento do trabalho. Com esse intuito, foram utilizados como referências a NBR 6118:2014, além de bibliografia técnica abrangendo livros, trabalhos de conclusão de curso de graduação, dissertações de mestrado, teses de doutorado e artigos publicados.

Em seguida, será definido o *software* comercial a ser utilizado para o desenvolvimento do trabalho, o qual está condicionado à sua disponibilidade. Haja vista o fato de que a má manipulação dos *softwares* pode acarretar em resultados incoerentes com o comportamento real da estrutura, foi necessário estudar o modo correto de operar o software escolhido, bem como conhecer suas limitações no que tange ao lançamento e processamento da estrutura.

Posteriormente foi definida a configuração do pavimento tipo a ser utilizado no desenvolvimento do trabalho. Procurando-se uma configuração que fosse adequada ao sistema estrutural em lajes lisas.

Após a definição da geometria da edificação, foi necessário fazer a locação dos pilares, buscando uma distribuição regular destes no pavimento definido. Com a utilização do *software*, foram dimensionados os pilares e as lajes do pavimento de maneira a garantir que fossem respeitados os estados limites últimos e de serviço.

Com a utilização do *software*, foi feita a verificação da máxima altura viável para a estrutura sem que houvesse a necessidade de subestruturas adicionais de contraventamento. Com essa finalidade, lançou-se a estrutura da edificação com apenas um pavimento e, então, através do *software*, a estrutura foi processada. Os resultados obtidos em relação à estabilidade global foram comparados com os valores limites dos parâmetros de instabilidade definidos na NBR 6118:2014. Se estes valores estivessem atendendo os requisitos da citada norma, então era executada uma nova análise da estrutura, acrescentando-se um novo pavimento. Esse processo foi repedido até que a estrutura deixasse de apresentar estabilidade.

Por fim, são realizadas as considerações finais e últimas observações a respeito dos resultados obtidos, de forma a fazer uma análise crítica do processo.

3 SISTEMA ESTRUTURAL COM LAJES LISAS

A escolha da solução estrutural adotada, nem sempre é de livre escolha do projetista, pois aspectos econômicos e imposições arquitetônicas podem ser alguns dos fatores limitantes no momento desta escolha.

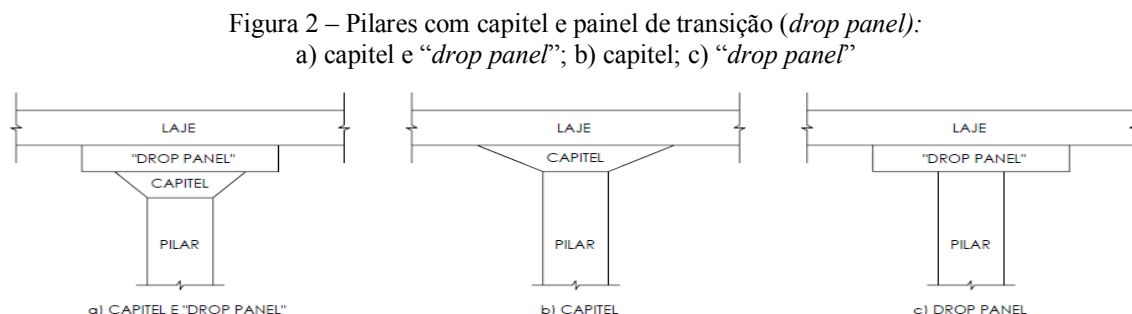
Embora a solução dita “convencional” (lajes, vigas e pilares) seja atualmente a mais utilizada, soluções com a utilização de lajes lisas (lajes e pilares) vem ganhando espaço. A mais de 30 anos, Sússekind (1985, p. 176) já afirmava esta tendência, quando mencionava que devido à necessidade de minimizar custos relativos a fôrmas bem como a importância de maior velocidade na execução das construções, havia uma propensão na supressão de vigas, de maneira a se utilizar painéis de lajes cada vez maiores, ou mesmo, de se apoiar diretamente as lajes sobre os pilares, eliminando quase que por completo a utilização de vigas.

3.1 DEFINIÇÃO

De acordo com Hennrichs (2003, p. 23), as lajes lisas, às quais se refere como lajes planas, “[...] podem ser descritas como placas, as quais podem ser apoiadas sobre vigas (lajes planas com vigas), sendo que tais vigas apresentam altura igual à espessura da laje, ou diretamente sobre pilares (lajes planas sem vigas)”. Entretanto, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 97), define como lajes lisas, as lajes que são apoiadas diretamente sobre os pilares, isto é, sem a utilização de vigas, não mencionando em nenhum momento a presença das mesmas, mesmo que com altura igual à espessura da laje.

No caso de lajes sem vigas, Hennrichs (2003, p. 23-24), comenta que há casos nas quais se faz necessária a utilização de engrossamentos da seção transversal do pilar na região de encontro com a laje (figura 2b), cuja finalidade principal é reduzir as tensões cisalhantes, de forma a evitar o puncionamento da laje. Esse engrossamento do pilar é definido como capitel, entretanto Hennrichs (2003, p. 23-24) ainda menciona a possibilidade do aumento da espessura das lajes próximo ao pilar, solução conhecida nos Estados Unidos, como “*drop*

panel” (figura 2c). Ainda é possível uma terceira alternativa, a qual consiste na utilização conjunta de capitel e “drop panel” (figura 2a).



(fonte: HENRRICHS, 2003, p. 24)

3.2 VANTAGENS

De acordo com Figueiredo Filho (1989, p. 8-12) o sistema estrutural em lajes lisas possui inúmeras vantagens em relação ao sistema tradicional, dos quais cita:

- a) **adaptabilidade a diversas formas ambientais:** a ausência de vigas nos tetos da edificação possibilita liberdade na definição dos espaços internos, principalmente em casos de reforma, onde pode ser desejável remover algumas paredes, as quais antes “escondiam” as vigas;
- b) **simplificação das fôrmas:** é uma consequência direta da supressão de vigas, uma vez que só vão existir recortes na ligação com os pilares, o que acarreta na racionalização do material. Outro fato é a facilidade da montagem e desmontagem das fôrmas, o que implica na pouca danificação do material e um maior aproveitamento do mesmo;
- c) **simplificação das armaduras:** uma vez que são eliminadas as vigas, também são eliminadas as etapas de produção de suas armaduras. Telas soldadas como armaduras de flexão podem ser uma alternativa interessante a ser utilizada, pois podem ser facilmente dispostas nas lajes sem que haja a interferência com as armaduras das vigas, além de facilitar as etapas de conferência e inspeção das armaduras;
- d) **simplificação da concretagem:** devido à diminuição de recortes, a concretagem é facilitada, pois são eliminadas quase que na totalidade as regiões de difícil acesso para o lançamento do concreto ou mesmo pra utilização de vibradores;
- e) **redução da quantidade de cimento:** quando existe grande quantidade de vigas no pavimento, por vezes torna-se necessário a utilização de concretos mais fluidos, o que exige uma maior consumo de água, o que acarreta um maior consumo de cimento por metro cúbico para se obter uma mesma resistência;

- f) **simplificação das instalações:** a simplificação nas instalações prediais elétricas e hidráulicas advém do fato de não ser necessário desviar tubulações ou furar vigas durante a execução;
- g) **melhoria das condições de habitabilidade:** a ausência de vigas facilita a insolação e a ventilação dos ambientes, resultando na diminuição da umidade. Outro fato a ser mencionado é que a ausência de vigas nos tetos elimina regiões propícias ao acúmulo de poeira e insetos, resultando em ambientes mais higiênicos bem como facilitando as operações necessárias para manutenção e limpeza;
- h) **redução do tempo de execução:** em função de todas as simplificações expostas anteriormente, é possível reduzir de forma considerável o tempo de execução da estrutura e do edifício.

3.3 DESVANTAGENS

Embora sejam muitas as vantagens decorrentes da utilização de lajes lisas, Figueiredo Filho (1989, p. 12-13) destaca algumas das desvantagens que devem ser analisadas, pois são aspectos importantes a serem considerados, os quais podem, inclusive, inviabilizar a utilização deste sistema estrutural:

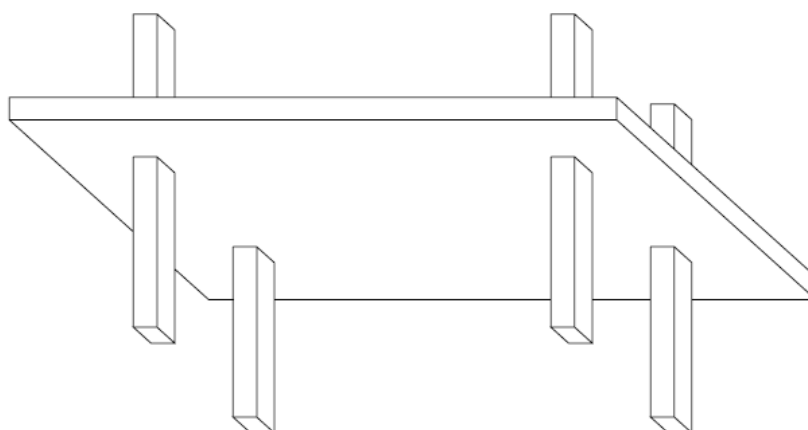
- a) **punção das lajes:** um dos principais problemas ocasionados pela ausência de vigas, sendo necessário adotar-se alguma solução para minimizá-la;
- b) **deslocamentos transversais das lajes:** possuem deslocamentos transversais mais acentuados, quando comparados com os demais tipos de laje, levando em consideração uma mesma rigidez e um mesmo vão;
- c) **instabilidade global do edifício:** Devido à ausência de vigas, a estabilidade da estrutura frente a ações horizontais diminui consideravelmente, sendo, muitas vezes, necessária a utilização de núcleos rígidos ou paredes estruturais para então promover a estabilidade da edificação.

3.4 TIPOLOGIAS DAS LAJES LISAS

Ferreira (2005, p. 10-12), comenta que o sistema estrutural em lajes lisas pode assumir diferentes formas, como apresentado abaixo:

- a) lajes lisas maciças: são lajes maciças apoiadas diretamente sobre os pilares e com espessura constante, inclusive na região de ligação com os pilares (figura 3);

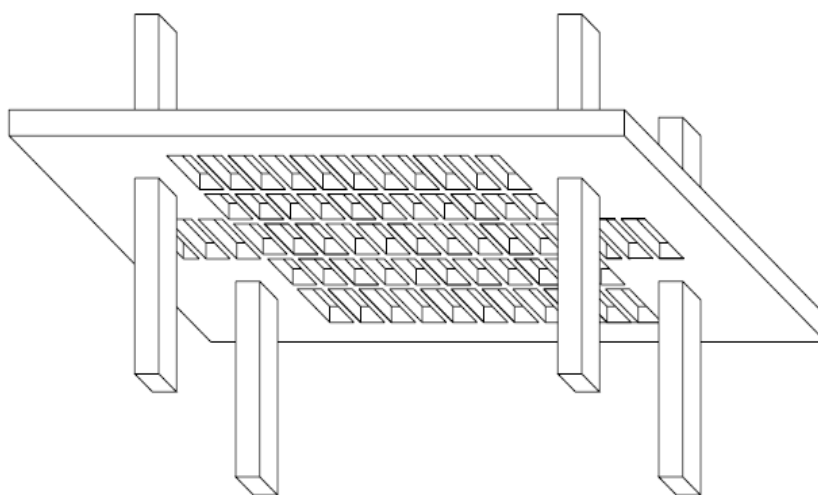
Figura 3 – Laje lisa maciça



(fonte: FERREIRA, 2005, p. 11)

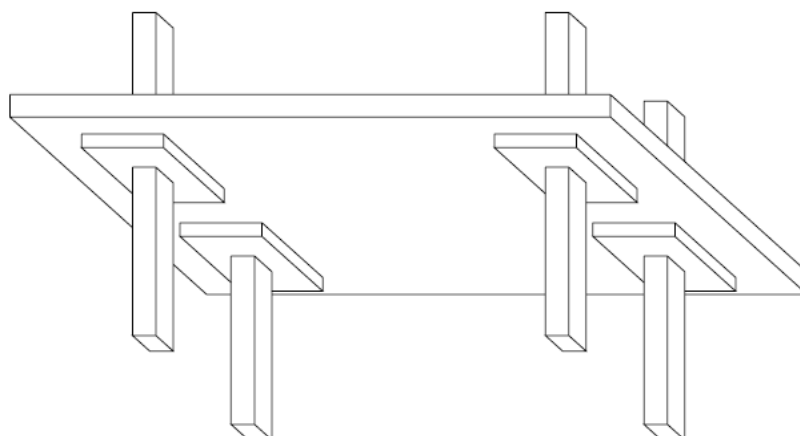
- b) lajes lisas nervuradas: tem por objetivo aliviar o carregamento da laje, reduzindo uma parcela do peso próprio, resultando em lajes nervuradas. Entretanto, na região dos apoios, a laje deverá ser maciça, de maneira a minimizar os efeitos da punção existentes (figura 4);

Figura 4 – Laje lisa nervurada



(fonte: FERREIRA, 2005, p. 11)

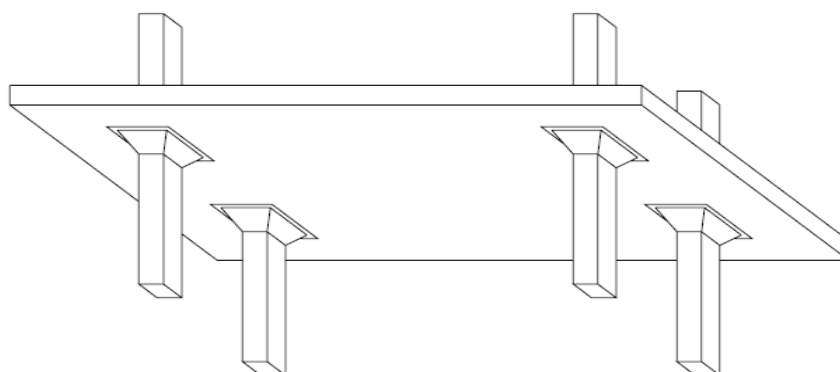
- c) nos casos em que os esforços devidos à punção forem significativos, uma solução possível para contornar este problema é promover o engrossamento da laje na ligação com o pilar, formando-se assim a laje-cogumelo (figura 5);

Figura 5 – Laje-cogumelo com painel de transição (*drop panel*)

(fonte: FERREIRA, 2005, p. 12)

- d) outra solução utilizada para minimizar os efeitos da punção, é promover o aumento da seção transversal do pilar junto a ligação com a laje, formando assim os chamados capitéis. Esta solução, assim como a anterior, também é conhecida como laje-cogumelo (figura 6).

Figura 6 – Laje-cogumelo com capitel



(fonte: FERREIRA, 2005, p. 12)

Por fim Ferreira (2005, p. 12), indica que sempre que possível, deve-se evitar a utilização de soluções que envolvam capitel ou “*drop panel*”, pois estes acabam por comprometer duas das principais vantagens do uso de lajes lisas que são a simplificação de fôrmas e obtenção de tetos lisos e planos, o que confere a liberdade de definição dos espaços internos.

3.5 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS DE FLEXÃO

De acordo com Cicolin (2007, p. 15), “No dimensionamento de estruturas em lajes planas, os principais esforços a serem combatidos são os de flexão e punção. Regiões especiais, como pilares de canto ou de extremidade, podem exigir preocupação quanto à torção e esforços localizados.”.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 97) salienta que a análise estrutural de lajes lisas e cogumelo deve ser realizada através de procedimento numérico adequando, citando como exemplos diferenças finitas, elementos finitos ou elementos de contorno.

4 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM E ESTABILIDADE GLOBAL

Seja devido unicamente ao carregamento vertical ou associado ao carregamento horizontal, sabe-se que a estrutura se desloca. Esse deslocamento associado aos carregamentos existentes produzem efeitos adicionais sobre a estrutura, conhecidos como efeitos de segunda ordem. Logo se faz necessária, para garantir a segurança, uma análise em que se levem em consideração esses efeitos de segunda ordem.

Chamam-se de efeitos de segunda ordem, os esforços adicionais que surgem quando a análise da estrutura é realizada considerando sua posição deformada, esforços esses que tendem a desestabilizar a edificação (KIMURA, 2007, p. 546).

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 100), define que:

Efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de primeira ordem (em que o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada.

Ainda exige que seja realizada uma avaliação dos riscos de instabilidade nas estruturas de concreto armado:

Nas estruturas de concreto armado, o estado-limite último de instabilidade é atingido sempre que ao crescer a intensidade de carregamento e, portanto, as deformações, há elementos submetidos a flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da sollicitação.

[...]

A análise estrutural com efeitos de 2ª ordem deve assegurar que, para as combinações mais desfavoráveis das ações de cálculo, não ocorra perda de estabilidade nem esgotamento da capacidade resistente de cálculo.

Para que uma determinada estrutura seja estável, isto é, que possua a chamada estabilidade global, é de suma importância que a análise da mesma seja feita considerando os efeitos de segunda ordem, uma vez que estes são causadores de instabilidade.

4.1 DESLOCAMENTOS

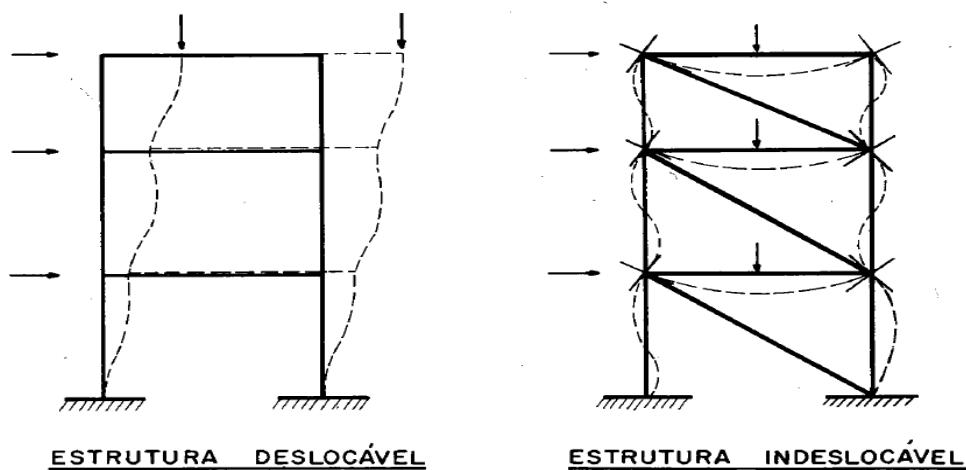
Quando se entende o conceito “efeito de segunda ordem”, fica totalmente claro que o mesmo está diretamente relacionado com o deslocamento da estrutura.

De modo geral, sabe-se que todas as estruturas se deslocam quando estão sobre ação de cargas. Entretanto, para efeito de cálculo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 103) permite classificar as estruturas em dois grupos:

- a) nós fixos: estruturas nas quais os deslocamentos horizontais são pequenos, resultando em efeitos globais de segunda ordem desprezíveis, isto é, inferiores a 10% dos esforços de primeira ordem;
- b) nós móveis: estruturas nas quais os deslocamentos horizontais não são pequenos, resultando em elevados efeitos de segunda ordem, os quais devem ser obrigatoriamente considerados.

A figura 8 representa esta classificação.

Figura 7 – Estruturas deslocáveis e indeslocáveis



(fonte: FUSCO, 1981, p. 233)

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 77) limita o deslocamento lateral do edifício em $H/1700$ onde H é altura total do edifício e $H_i/850$ para o deslocamento entre pavimentos, sendo H_i o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

4.2 ANÁLISE ESTRUTURAL

Quanto à análise de estruturas de concreto armado, deve-se estar atento ao tipo de análise empregado para a quantificação dos esforços e deslocamentos ocasionados pelos carregamentos horizontais e verticais na estrutura, o comportamento real da estrutura de concreto não é linear, tanto fisicamente quanto geometricamente, isto é, conforme Kimura (2007, p. 458) comenta, não há proporcionalidade à medida que um carregamento é aplicado. Logo, torna-se importante a consideração dos efeitos da não-linearidade (física e geométrica) para que se obtenha resultados mais realistas do comportamento da estrutura.

Como alguns dos fatores que tornam as análises não-lineares muito importantes no projeto estrutural de edifícios de concreto armado, Kimura (2007, p. 462-464) cita:

- a) o concreto armado é um material que possui um comportamento essencialmente não-linear;
- b) pelas análises não-lineares, é possível simular o comportamento de um edifício de concreto armado de forma muito mais realista, pois as não-linearidades (físicas e geométricas) estão presentes na vida real de uma estrutura;
- c) a consideração das não-linearidades (física e geométrica) pode ter uma influência significativa no cálculo dos deslocamentos e esforços em uma estrutura;
- d) os elementos estruturais estão cada vez mais esbeltos, de tal forma que as não-linearidades (física e geométrica), em muitos casos, passam a ser preponderantes;
- e) o tempo de processamento de uma análise não-linear é muito maior do que o de uma análise linear. Há algum tempo, isso onerava demasiadamente a elaboração de um projeto. Porém, hoje, devido ao grande avanço da performance dos computadores, esse problema deixou de existir.

4.2.1 Não-linearidade geométrica

Ao receber tanto o carregamento horizontal quanto vertical, a estrutura desloca-se horizontalmente, propiciando de forma inevitável o surgimento de excentricidades nas cargas verticais recebidas pelos pilares que, associadas, produzem consequentes efeitos, os quais não existiam na condição indeformada, sendo estes os chamados efeitos de 2ª ordem (RIBEIRO, 2010, p. 21).

Em relação a esse tipo de não-linearidade, Kimura (2007, p. 517) explica que: “[...] esse comportamento não ocorre mais devido a alterações do material que a compõe, mas sim em razão de mudanças na geometria dos elementos estruturais a medida que um carregamento é

aplicado ao edifício.”. Esta explicação é confirmada por Pinto (1997, p. 34), quando o mesmo afirma: “[...] os efeitos causados pela não-linearidade geométrica [...] são aqueles oriundos da mudança de posição da estrutura no espaço.”.

Em relação a não-linearidade geométrica, Wordell (2003, p. 24) comenta:

A atuação simultânea de ações verticais e horizontais ou, ainda, em alguns casos, ações apenas verticais nos edifícios, provoca deslocamentos laterais dos elementos ou nós da estrutura. Esse efeito causa um aumento das solicitações nos elementos que compõe a estrutura e é chamado de não-linearidade geométrica. Deve-se, então, dar atenção aos esforços adicionais (segunda ordem global), que surgirão, pois o equilíbrio agora considerado não será mais na posição indeformada da estrutura e sim na sua posição deformada.

Ainda sobre isso Wordell (2003, p. 16) ressalta que os deslocamentos laterais associados às cargas verticais, podem resultar em importantes efeitos de segunda ordem.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 103-106) permite desprezar os efeitos da não-linearidade geométrica, para estruturas consideradas como de nós fixos. Entretanto exige a obrigatoriedade de sua consideração caso a estrutura se enquadre como de nós móveis.

4.2.2 Não-linearidade física

Os efeitos da não-linearidade física para materiais constituídos de concreto armado são explicados segundo Pinto (1997, p. 1): “[...] o efeito da fissuração, da fluência, o escoamento das armaduras, bem como outros fatores de menor importância, conferem ao mesmo um comportamento não-linear, a chamada não-linearidade física.”.

Tendo em vista que os efeitos de segunda ordem são decorrentes do deslocamento da estrutura, o qual é diretamente influenciado pela rigidez dos elementos que a constitui, é necessário que se considere a não-linearidade física dos materiais (PINTO, 1997, p. 6).

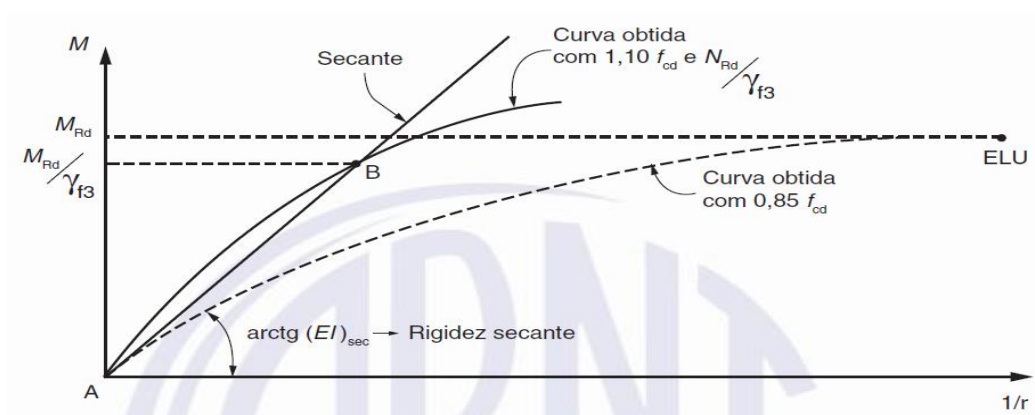
De acordo com Kimura (2007, p. 466) a não-linearidade física é a alteração que ocorre nas propriedades dos materiais constituintes do concreto armado à medida que o carregamento é aplicado. Ainda afirma que, além do fato dos materiais que constituem o concreto armado apresentarem resposta não-linear quando submetidos a carregamentos, um outro fator preponderante para este comportamento resulta da fissuração do material, pois devido à baixa

resistência à tração do concreto, é comum o aparecimento de fissuras ao longo dos elementos que compõe a estrutura.

Segundo Wordell (2003, p. 28) em função do comportamento não-linear da curva tensão-deformação, o módulo de elasticidade do material não permanece constante, o que, de acordo com Moncayo (2011, p. 24), é a principal característica responsável pela não-linearidade física do material.

Em vista do fato de a não-linearidade física influenciar diretamente nos efeitos de segunda ordem, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 100) exige a consideração desta não-linearidade presente na estrutura no processo de análise global. Para tanto preconiza a utilização de relações momento-curvatura, mencionando que “O principal efeito da não-linearidade pode, em geral, ser considerado através da construção da relação momento curvatura para cada seção, com armadura suposta conhecida, e para o valor da força normal atuante.” demonstrando na figura 9 essa relação.

Figura 8 – Relação momento-curvatura para o concreto



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, 2014, p. 101)

Tendo em vista o fato de ser mais comum na análise de edifícios, que se trabalhe com momentos fletores do que com tensões, torna-se mais vantajoso para o projetista a utilização da relação momento-curvatura, uma vez que possibilita que a não-linearidade física seja vinculada aos cálculos (KIMURA, 2007, p. 494). Entretanto esse processo é bastante oneroso para um processo manual, tornando inviável a sua utilização sem o auxílio de um computador (MONCAYO 2011, p. 25). Em função da complexidade do tratamento de relações momento-curvatura, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 106) permite que **particularmente para estruturas reticuladas com no mínimo quatro**

andares, se utilize um processo aproximado para a consideração da não-linearidade física, que consiste na redução da rigidez dos elementos estruturais por valores constantes conforme:

Para a análise dos esforços globais de 2ª ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

– lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c$

– vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c$ para $A_{s'} \neq A_s$ e

$(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci}I_c$ para $A_{s'} = A_s$

– pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c$

Onde:

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

E_{ci} módulo de elasticidade tangencial inicial do concreto;

$(EI)_{sec}$ rigidez secante.

4.3 MÉTODOS DE CÁLCULO

A seguir são descritos os métodos simplificados apresentados na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104-105), para a classificação das estruturas quanto à deslocabilidade e conseqüente consideração dos efeitos globais de segunda ordem. Por fim é apresentado o processo P- Δ , um processo de análise geométrica não-linear.

4.3.1 Parâmetro de instabilidade α

De acordo com Wordell (2003, p. 18), o parâmetro α tem como finalidade informar ao projetista sobre o comportamento da estrutura em relação à necessidade ou não da consideração dos efeitos de segunda ordem. Entretanto, sugere que caso necessite a consideração de esforços adicionais oriundos de deslocamentos, que se utilize um majorador ou outro meio para estimar os efeitos de segunda ordem, uma vez que o parâmetro α não serve para essa função. Moncayo (2011, p. 30) confirma essa explicação quando define: “O

parâmetro α é um meio para avaliar a estabilidade global de estruturas de concreto, porém não é capaz de estimar os efeitos de segunda ordem.”.

4.3.1.1 Cálculo do parâmetro de instabilidade α

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104), o parâmetro de instabilidade α , é um dos processos aproximados, que pode ser utilizados para a verificação da possibilidade da dispensa da consideração dos efeitos de segunda ordem. Com essa finalidade, apresenta a seguinte equação:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{N_k / (E_{CS} I_C)} \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

H_{tot} : altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de nível pouco deslocável do subsolo;

N_k : é o somatório de todas as cargas verticais de todas as cargas atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

$E_{CS} I_C$: representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{CS} I_C$ de um pilar equivalente de seção constante.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104) determina que o valor de I_C deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares e descreve o procedimento para determinar a rigidez do pilar equivalente:

- a) calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;
- b) calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

4.3.1.2 Classificação da estrutura

O procedimento para a utilização do parâmetro de instabilidade α consiste em determinar o valor de α de acordo com a formula 1 e compará-lo a um determinado valor de α_1 , de maneira que, se $\alpha < \alpha_1$, então a estrutura é classificada como de nó fixos, não sendo necessária a

consideração dos efeitos de segunda ordem. Do contrário, se $\alpha \geq \alpha_1$, então é classificada como de nó móveis sendo obrigatória a consideração desses efeitos. Para a determinação do valor de α_1 , a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104-105) expressa que este valor pode ser tomado como sendo igual a 0,6 para estruturas que apresentam quatro ou mais andares acima da fundação ou nível pouco deslocável do subsolo, caso contrário, apresenta a seguinte expressão:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

n: é número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

Entretanto faz a seguinte ressalva:

O valor-limite $\alpha_1 = 0,6$ prescrito para $n \geq 4$ é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios.

Para associação de pilares-paredes e para pórticos associados a pilares-paredes, adotar $\alpha_1 = 0,6$. No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-paredes, adotar $\alpha_1 = 0,7$. Quando só houver pórticos, adotar $\alpha_1 = 0,5$.

Cabe salientar uma aparente contradição da norma, pois a mesma permite adotar $\alpha_1 = 0,6$ para estruturas usuais de edifícios e $\alpha_1 = 0,5$ para estruturas composta apenas por pórticos, entretanto, as estruturas compostas apenas por pórticos, são tidas como estruturas usuais.

4.3.1.3 Restrição da aplicabilidade

A aplicabilidade do parâmetro α está restringida a estruturas reticuladas simétricas, uma vez que em estruturas significativamente assimétricas, o carregamento vertical pode ocasionar deslocamentos horizontais, os quais não foram considerados em sua dedução (MONCAYO, 2011, p. 32).

4.3.2 Coeficiente γ_z

Segundo Kimura (2007, p. 559), o coeficiente γ_z é um parâmetro criado pelos engenheiros brasileiros Augusto Carlos de Vasconcelos e Mario Franco, que tem por finalidade avaliar a estabilidade global de uma estrutura de uma forma simples, rápida e eficiente.

Carmo (1995, p. 52) explica que esse coeficiente surgiu do empenho de se obter um método simples de classificar a estrutura como de nós fixos ou de nós móveis, sem a necessidade de uma análise de segunda ordem, e mais que isso, estimar esforços de segunda ordem quando estes forem relevantes.

4.3.2.1 Cálculo do coeficiente γ_z

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 105), traz a formulação necessária à obtenção do coeficiente γ_z :

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

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

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

Ressalta-se que os valores de rigidez utilizados para obtenção do γ_z , são os que foram definidos de acordo com o item 4.2.2 deste trabalho.

4.3.2.2 Classificação da estrutura

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 105), dispõe: “Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,1$.”.

Kimura (2007, p. 560) explica o significado deste coeficiente:

- a) valores coerentes e comuns de γ_z são números um pouco maiores que 1 (um). Ex.: 1.10, 1.15, 1.20, etc.;
- b) valores superiores a 1.5 revelam que a estrutura é instável e impraticável. Ex.: 1.8, 1.9, 2.0, 10.0, etc.;
- c) valores inferiores a 1 (um), ou mesmo negativos, são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável ou que houve algum erro durante o cálculo ou análise estrutural.

Kimura (2007, p. 560, grifo do autor) ainda ressalta que “[...] **valores de γ_z superiores a 1,3 possuem um grau de instabilidade elevado. O ideal é projetar estruturas com um γ_z inferior a 1,2.**”.

Ainda de acordo com Kimura (2007, p. 560), para valores de γ_z pouco maiores do que um, é possível, de forma aproximada, relacionar sua parte decimal com a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem conforme a quadro 1.

Quadro 1 – Relação entre o coeficiente γ_z e a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem

γ_z	Significado
$\cong 1.00$	Efeitos de segunda ordem praticamente inexistentes
1.10	Efeitos de 2ª ordem em torno de 10% dos efeitos de 1ª ordem
1.15	Efeitos de 2ª ordem em torno de 15% dos efeitos de 1ª ordem
1.20	Efeitos de 2ª ordem em torno de 20% dos efeitos de 1ª ordem
...	Assim por diante

(fonte: KIMURA, 2007, p. 561)

4.3.2.3 Restrição da aplicabilidade

De acordo com Moncayo (2011, p. 34), o coeficiente γ_z tem sua utilização limitada a estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Justifica que essa limitação advém do fato de ainda não se saber qual coeficiente redutor da rigidez dos pilares deve ser utilizado para a consideração da não-linearidade física. Além de pressupor pavimentos tipo idênticos e regularidade dos elementos estruturais que compõem estes pavimentos, o que costuma ser bem menos comum em estruturas compostas por até quatro andares.

4.3.2.4 Particularidade

Conforme mencionado anteriormente, o γ_z , não apenas serve para classificar a edificação quanto a sua deslocabilidade, como também pode ser utilizado para estimar de maneira aproximada, a magnitude dos efeitos de segunda ordem. Para isso a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 106) estabelece: “Uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$ ”. Entretanto, limita a utilização deste método para valores de $\gamma_z \leq 1,3$.

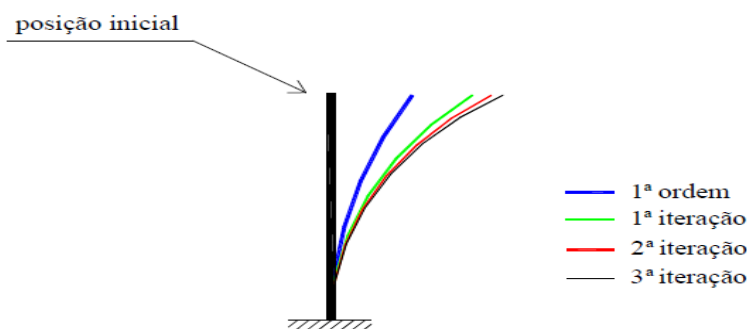
4.3.3 Processo P-Δ

Até o presente momento, foram apresentados métodos aproximados para se classificar a estrutura em relação a sua deslocabilidade, os quais têm por finalidade verificar a possibilidade de se dispensar uma análise de segunda ordem. Mais que isso, conforme mencionado anteriormente, com a utilização do coeficiente γ_z , é possível ainda estimar de maneira aproximada, os efeitos de segunda ordem. Entretanto, quando se deseja calcular de maneira mais precisa os efeitos globais de segunda ordem, pode ser utilizado o processo P-Δ, o qual consiste num método mais refinado de se considerar o efeito da não linearidade geométrica.

O P-Δ é um processo que, para fins de consideração da não-linearidade geométrica, relaciona a carga vertical com deslocamentos horizontais. Deve ser mencionado de antemão que existe mais de um método para levar em conta esse processo.

A ação de cargas horizontais, durante uma análise de primeira ordem, faz com que os nós da estrutura se desloquem, e estes deslocamentos associados a cargas verticais provocam aparecimento de novos esforços, os quais por sua vez produzem novos deslocamentos, e assim sucessivamente, de maneira que o processo P-Δ, através de sucessivas iterações, busca a condição de equilíbrio para a estrutura, conforme pode ser visto na figura 10 (LIMA, 2001, p. 81).

Figura 9 – Posição deslocada em iterações sucessivas



(fonte: LIMA, 2001, p. 81)

Fusco (1981, p. 368) descreve as etapas do processo, o qual se refere como cálculo rigoroso de pórticos hiperestáticos:

O processo se desenvolve por aproximações sucessivas. Na 1.^a etapa é feita uma análise linear de 1.^a ordem, calculando-se os deslocamentos horizontais a_i dos diferentes andares.

Na 2.^a etapa vão ser considerados os efeitos dos deslocamentos horizontais calculados na etapa anterior.

Todavia, em lugar das barras serem consideradas com deformações iniciais, [...] admite-se novamente a configuração inicial do pórtico, substituindo-se o efeito de segunda ordem por um efeito de 1.^a ordem equivalente.

Para isso, na 2.^a etapa serão consideradas forças horizontais equivalentes [...].

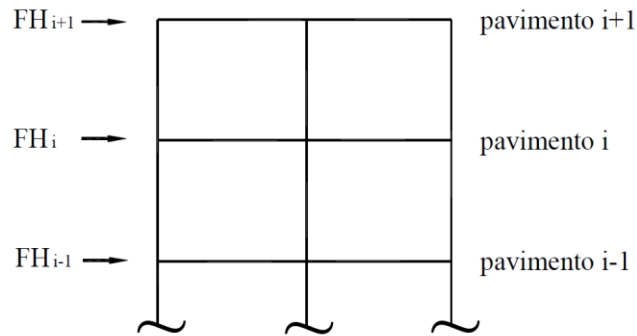
Lima (2001, p. 81-83, grifo do autor) explica o método de forma didática:

Inicialmente, faz-se a análise da estrutura indeformada (primeira ordem), submetida às ações horizontais (figura 11). Com os deslocamentos resultantes desta primeira análise, determinam-se os deslocamentos relativos entre pavimentos.

As forças verticais em cada pavimento geram momentos proporcionais aos deslocamentos relativos. Esses momentos podem ser substituídos por binários equivalentes constituídos de forças horizontais (figura 12), cujas resultantes, em cada pavimento, são as chamadas **forças horizontais fictícias** (figura 13), [...]

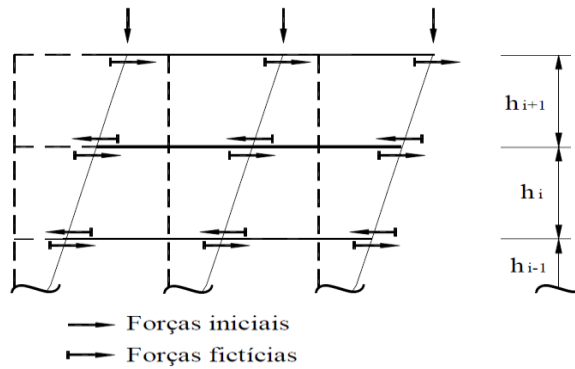
Essas forças horizontais fictícias devem ser somadas às forças horizontais iniciais, resultando nas forças horizontais modificadas, com as quais é a análise seguinte. Novos deslocamentos são obtidos e novas forças horizontais fictícias e modificadas são calculadas, dando-se continuidade ao processo. Observe-se que as forças horizontais modificadas ao final de cada iteração devem ser determinadas pelo somatório das forças horizontais fictícias com as forças horizontais iniciais, e não com as forças horizontais modificadas na iteração anterior.

Figura 10 – Estrutura indeformada



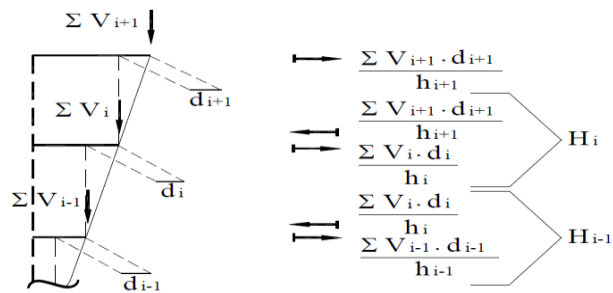
(fonte: LIMA, 2001, p. 82)

Figura 11 – Estrutura deformada



(fonte: LIMA, 2001, p. 82)

Figura 12 – Forças horizontais fictícias



(fonte: LIMA, 2001, p. 82)

Obtém-se então a seguinte formulação:

$$H_i = \frac{\Sigma V_i d_i}{h_i} - \frac{\Sigma V_{i+1} d_{i+1}}{h_{i+1}} \quad (\text{fórmula 4})$$

Sendo,

FH_i = força horizontal atuante no pavimento i ;

FH_{i+1} = força horizontal atuante no pavimento $i+1$;

V_i = força vertical acumulada até o pavimento i ;

V_{i+1} = força vertical acumulada até o pavimento $i+1$;

H_i = força horizontal suplementar fictícia sobre o pavimento i ;

d_i = deslocamento horizontal relativo do pavimento i em relação ao pavimento $i-1$;

d_{i+1} = deslocamento horizontal relativo do pavimento $i+1$ em relação ao pavimento i ;

h_i = pé-direito do pavimento i ;

h_{i+1} = pé-direito do pavimento i .

Fusco (1981, p. 368) reitera que este processo é repetido quantas vezes forem necessárias e que em cada iteração deve ser convenientemente avaliada a rigidez das barras que compõe a estrutura, em função dos esforços obtidos na etapa anterior. Entretanto, Lima (2001, p. 83) chama a atenção para o fato de que a modificação da rigidez das barras a cada iteração é uma tarefa bastante onerosa e que exigiria o conhecimento prévio das armaduras, podendo ser adotados processos simplificadores, os quais neste trabalho estão expostos no item 4.2.2 .

Segundo o Comité Euro-Internacional Du Béton (1977¹ apud FUSCO, 1981, p. 368), é possível acelerar o processo de determinação dos momentos fletores finais através da seguinte fórmula:

$$M = \frac{M_I}{1 - \frac{M_{II} - M_I}{M_I}} \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

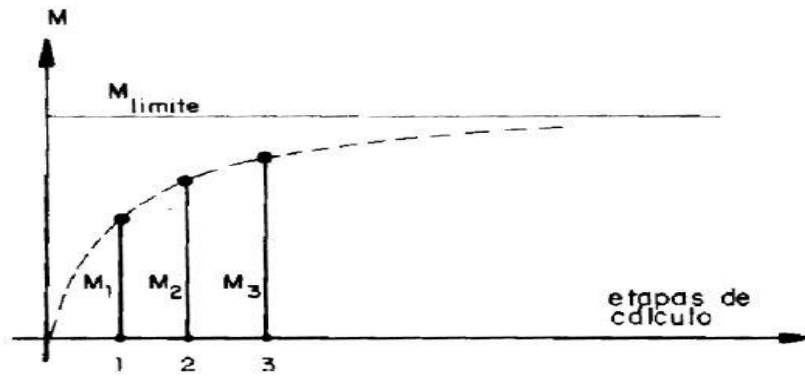
M : momento fletor final;

M_I, M_{II}, \dots : momentos fletores calculados numa dada seção de referência da estrutura.

O processo de aproximação dos momentos fletores finais através do método descrito acima está representada na figura 14.

¹ Comité Euro-International Du Béton. CEB-FIP **Manual of buckling and instability**, in CEB Bulletin d'Information n° 123, Paris, 1977.

Figura 13 – Evolução dos resultados do cálculo dos momentos fletores



(fonte: FUSCO, 1981, p. 370)

5 DEFINIÇÃO DO MODELO

Neste capítulo, é definida a geometria da estrutura em estudo, bem como os seus carregamentos.

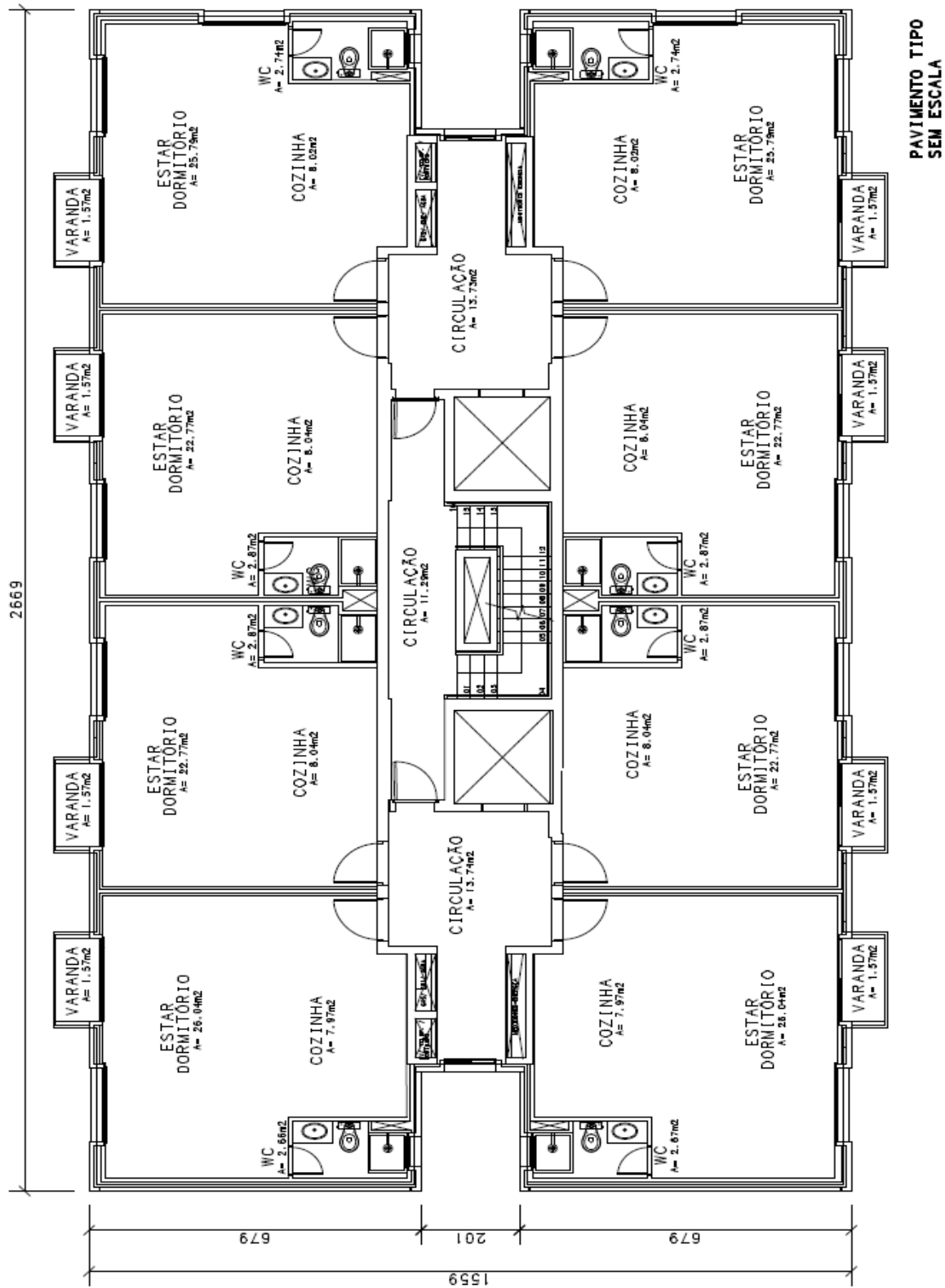
5.1 DEFINIÇÕES ARQUITETÔNICAS

Embora edifícios comerciais se enquadrem melhor na concepção estrutural com lajes lisas, é possível também usar esta solução em edifícios residenciais. Para fins deste estudo, utilizou-se como base para o lançamento da estrutura, uma planta de arquitetura de um pavimento tipo de um edifício residencial, pois o mesmo apresentava uma geometria compatível com a concepção em lajes lisas. A planta baixa arquitetônica utilizada para construção do modelo se mostra com formato aproximadamente retangular com dimensões de 26,69 x 15,59 metros em suas projeções longitudinal e transversal, apresentando reentrâncias nas suas laterais tanto no lado esquerdo quanto no direito. No centro da planta estão localizadas duas aberturas na laje destinadas a circulação vertical dos elevadores e ainda a presença de uma escada.

O projeto arquitetônico consiste de oito apartamentos com uma cozinha estar/dormitório e um banheiro. A vedação externa do edifício é composta por placas de concreto mais um parede em *drywall*. A divisória entre apartamentos é feita com utilização de paredes duplas em *drywall* e, entre os apartamentos e a circulação, tem-se blocos de alvenaria de 19 cm de espessura.

Uma vez que o presente trabalho tem por objetivo a verificação de até que altura poderia ser viável utilizar a solução em lajes lisas no edifício estudado, sem a necessidade de subestruturas adicionais de contraventamento frente a condições de contorno definidas, é razoável supor que, quanto menor for o pé-direito do edifício, maior será o número de pavimentos possível. Uma das condições de contorno do presente trabalho é a consideração de que o edifício em estudo situa-se na cidade de Porto Alegre no estado do Rio Grande do Sul. Com isso, seguiu-se a recomendação do código de edificações da cidade (Porto Alegre, 1992, p. 41) obtendo-se então um pé-direito de 2,60 metros. A planta baixa da arquitetura pode ser vista na figura 15.

Figura 14 – Planta baixa da arquitetura do pavimento tipo



(fonte: elaborada pelo autor)

5.2 CONSIDERAÇÕES REFERENTES À ANÁLISE ESTRUTURAL

A seguir são descritas as considerações referentes ao *software* utilizado, bem como alguns dos parâmetros que devem ser fornecidos ao programa.

5.2.1 Modelos de processamento

Para a análise estrutural, utilizou-se o *software* TQS, um programa computacional que utiliza o método de análise matricial de estruturas de barras e que foi desenvolvido especificamente para a análise de edifícios concebidos em concreto armado e protendido. Ainda há pacotes que incluem a solução em alvenaria estrutural.

O *software* conta com 6 modelos estruturais possíveis para o processamento global da estrutura, entretanto, dois desses modelos merecem uma atenção especial, tendo em vista o fato de que são os mais utilizados, pois se mostram como as melhores aproximações da estrutura real. De acordo com TQS (2003):

[No modelo IV] 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 esforços gerados pelas ações verticais serão calculados, de acordo com o modelo selecionado para os pavimentos. Nos pavimentos simulados por grelha de lajes, os esforços resultantes das barras de laje 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 pavimentos, as cargas das lajes serão transferidas para o pórtico por meio de quinhões de carga.

[No modelo VI] o edifício será modelado por um pórtico espacial composto por elementos [de barra] 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.

Uma vez que não há vigas no modelo estrutural com utilização de lajes lisas, torna-se necessário a consideração das lajes como parte resistente da estrutura frente às ações horizontais do vento, ou seja, o pórtico espacial será composto apenas pelos pilares e pela laje. Em resumo, pode-se afirmar que a laje contribuirá não só como diafragma, mas também

como parte importante no que tange à estabilidade global da estrutura. Logo, para processamento global da estrutura em estudo, será utilizado o modelo VI.

5.2.2 Características dos materiais

5.2.2.1 Características do concreto

Como é de conhecimento que a classe do concreto influencia o valor do módulo de elasticidade tangente inicial o qual por sua vez influencia na rigidez da estrutura, para a avaliação do modelo, foi adotado um concreto de classe C50 ($f_{ck} = 50 \text{ MPa}$), ou seja, a maior resistência para concretos de classe I.

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 24), o valor do módulo de elasticidade inicial para concretos de classe I pode ser estimado através da seguinte equação:

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0.7$ para arenito;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

E o módulo de elasticidade secante é dado pela equação:

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

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

Considerando que será utilizado granito como agregado, o módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci}) resulta em aproximadamente 39.600 MPa.

A classe de agressividade ambiental II-moderada foi adotada para o modelo, com cobrimento das armaduras adotadas assim:

- a) 2,5 cm para lajes;
- b) 3,0 cm para pilares

5.2.2.2 Características do aço

De acordo com Cicolin (2007, p. 35) “As características do aço não influem nos resultados das estruturas da maneira como modeladas, uma vez que, nas considerações simplificadas para a análise de não-linearidade não se leva em conta a armação.

5.2.3 GEOMETRIA DA ESTRUTURA

5.2.3.1 Fundações

Embora, a rigor, devessem ser considerados os deslocamentos e rotações nas fundações, como simplificação para a construção do modelo desta edificação, os pilares da estrutura foram considerados engastados na fundação, ou seja, os pilares não apresentam deslocamentos nem rotações em sua vinculação com a fundação.

5.2.3.2 Pilares

A proposta desse trabalho inclui a condição de não se utilizar pilar-parede. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 84) classifica como pilar-parede, o pilar que apresentar a maior dimensão da seção transversal superior a 1/5 da menor.

Em relação às dimensões dos pilares, sejam pilares-paredes ou não, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 73) exige que a menor dimensão do pilar não seja inferior a 19 cm e que a área de sua seção transversal não seja inferior a 360 cm².

De um modo geral, durante o lançamento estrutural, é comum que o projetista, tente, sempre que possível, “esconder” os elementos que compõe a estrutura, normalmente passando linhas de vigas e pilares de maneira que fiquem embutidas nas paredes. Esse fato é explicado, geralmente, apenas devido a questões estéticas.

São infinitas as combinações possíveis para atribuição das dimensões da seção transversal dos pilares, entretanto, como mencionado no parágrafo anterior, as dimensões dos pilares foram escolhidas de forma a “escondê-los” nas paredes. Logo, buscando maximizar as dimensões dos pilares no limiar entre pilar-parede e, ao mesmo tempo, “esconde-los” nas paredes, adotou-se como dimensão uma seção transversal retangular com 20x100 cm.

A estabilidade de uma estrutura está fortemente relacionada com a inércia dos elementos estruturais que a compõe, como pode ser visto no item 4.2.2. É possível observar que a dimensão atribuída ao pilar da estrutura do edifício em estudo, resulta em uma inércia, em relação ao eixo principal de maior inércia, maior do que a de um pilar de mesma área com um lado menor que 100 cm e outro maior que 20 cm. Entretanto, também é observado que a inércia no eixo principal de menor inércia é menor. Baseado nesse fato, durante o lançamento dos pilares, procurou-se dispô-los de forma equilibrada, com sua maior dimensão tanto na longitudinal como na transversal. O propósito desta distribuição, foi em um processamento futuro, obterem-se para as quatro direções principais de atuação do vento (0°, 90°, 180° e 270° graus), um coeficiente γ_z com valor o mais próximo possível nestas quatro direções, visando maximizar a altura do edifício.

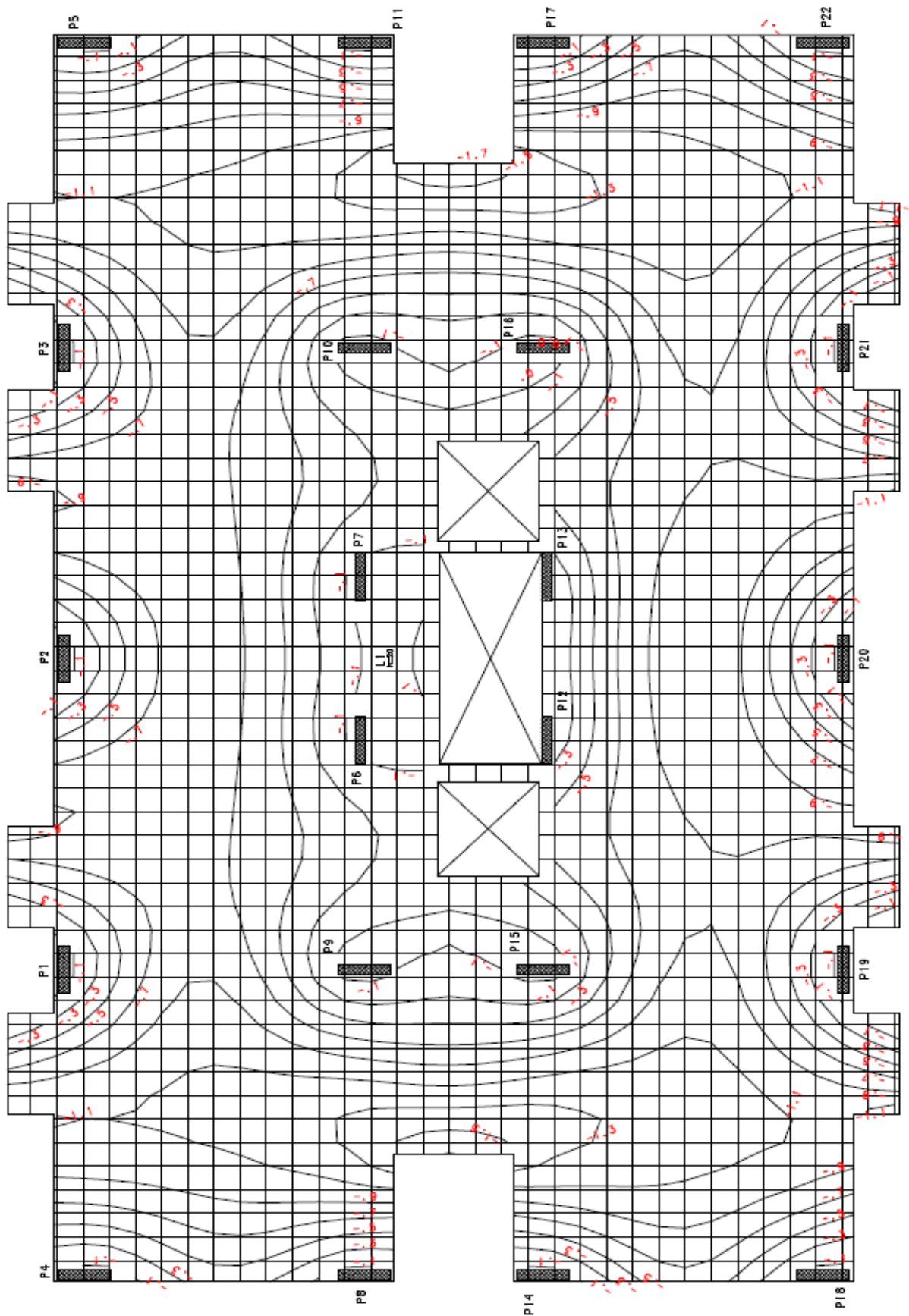
Outro cuidado tomado durante o lançamento dos pilares foi distribuí-los de maneira que os vãos resultantes entre os mesmos fossem algo próximo a 6 metros, para assim evitar deformações excessivas na laje.

5.2.3.3 Laje

Procurou-se adotar uma espessura de laje que resultasse em deformações aceitáveis. O método para a escolha da espessura foi feita através de tentativa e erro. Inicialmente em um

pré-dimensionamento, arbitrou-se uma espessura mínima para laje, a qual, de acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 74), deve ser tomada como 16 cm para lajes lisas. Com essa espessura, a laje foi processada através do *software* TQS, analisando-se a resposta quanto à deformação (deflexão). Como a resposta não foi satisfatória, a espessura da laje foi incrementada em 1 cm, e novamente foi processada, chegando-se, ao final, a uma espessura de 20 cm, onde as deformações (deflexões) podem ser vistas na figura 16. Cabe salientar que esta espessura de 20 cm deveria ser verificada na medida em que a estrutura ganha altura, pois devido o fato desta participar como parte resistente em relação às solicitações horizontais, os esforços na laje aumentam, o que pode resultar em uma necessidade de aumentar-se esta espessura.

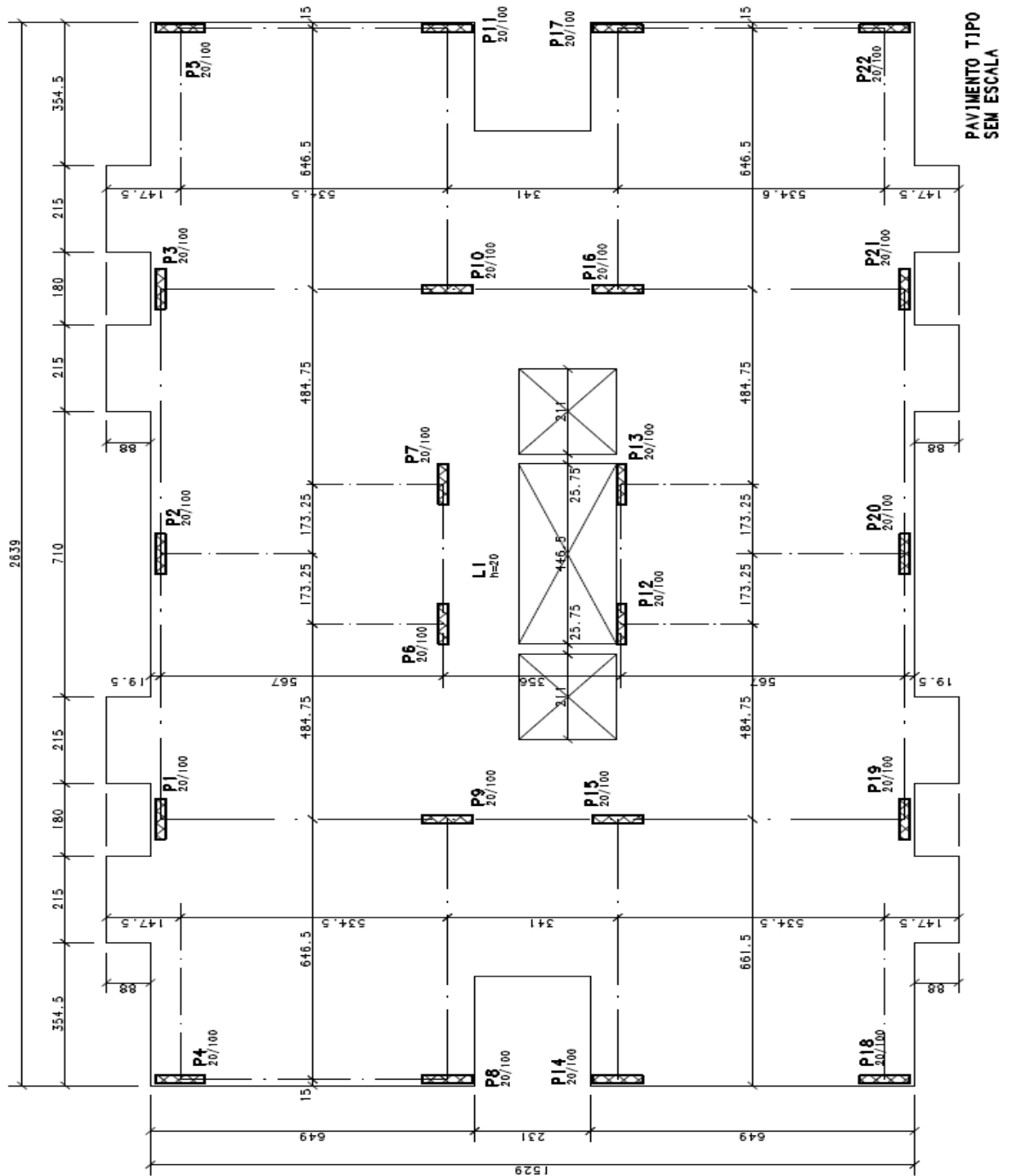
Figura 15 – Deflexões



(fonte: elaborada pelo autor)

Esses 20 cm somados ao pé-direito considerado resultaram em um altura entre pisos de 2,80 cm, dados esses que devem ser fornecidos ao *software*. Salienta-se que próximos ao centro do pavimento foram deixadas aberturas na laje para os elevadores e para a escada. A planta de formas resultante está apresentada na figura 17.

Figura 16 – Formas



(fonte: elaborada pelo autor)

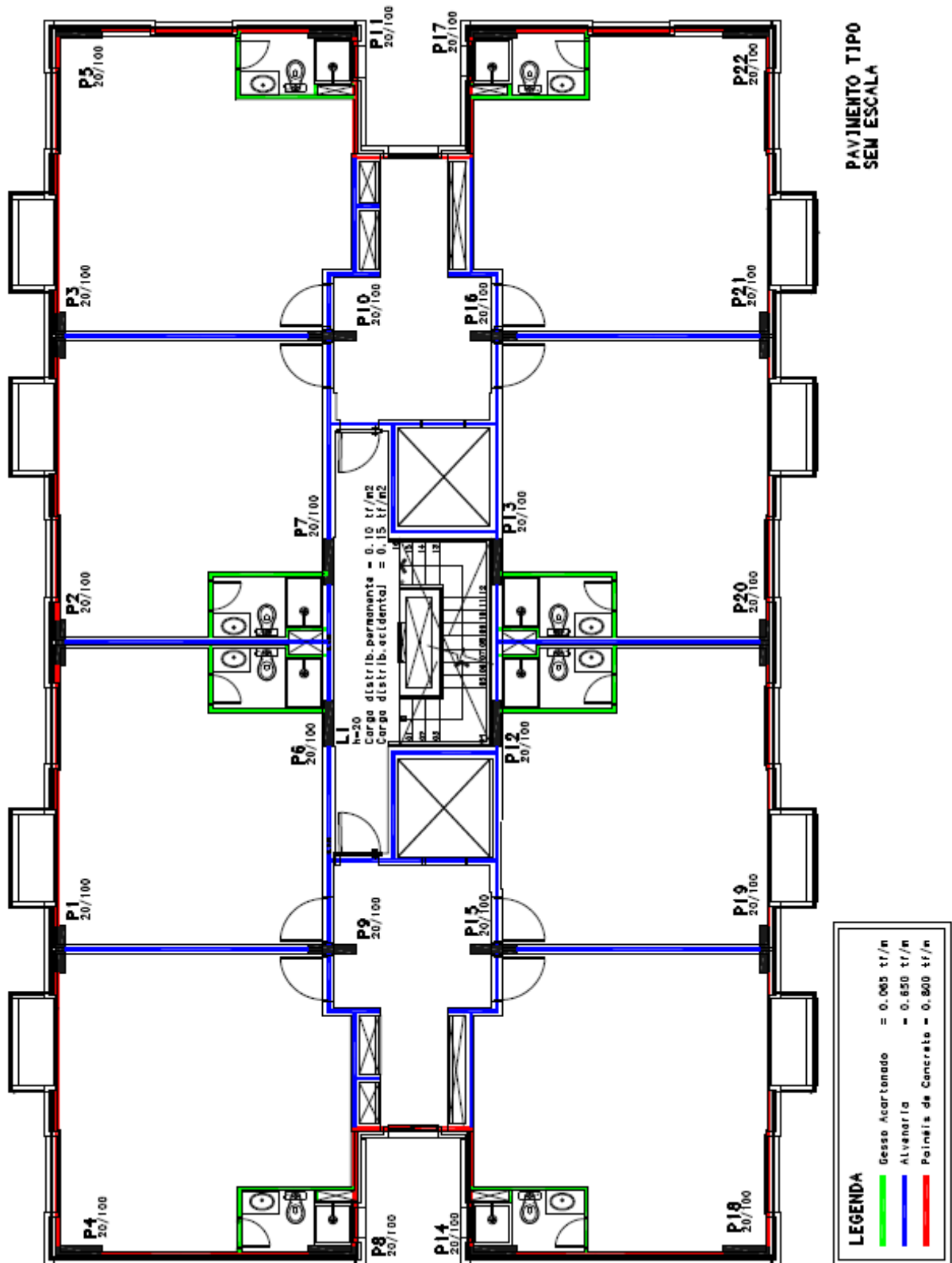
5.2.4 Carregamentos

As cargas atuantes sobre a laje podem ser classificadas em dois grupos:

- a) cargas distribuídas linearmente (m);
- b) cargas distribuídas por área (m²).

As cargas distribuídas linearmente se devem exclusivamente a carregamentos permanentes dos elementos de vedação e divisórias internas. Por outro lado, as cargas distribuídas por área se devem não apenas a carregamentos permanentes (peso próprio dos elementos e revestimentos de piso e teto), mas também a carregamentos acidentais (sobrecargas de utilização). A distribuição das cargas pode ser vista na figura 18.

Figura 17 – Distribuição de cargas na laje



(fonte: elaborada pelo autor)

5.2.4.1 Cargas verticais permanentes

As cargas que compõe o carregamento linear são:

- a) 8 kN/m para vedação externa, composta por placas de concreto e paredes em *drywall*;
- b) $0,65 \text{ kN/m}$ para as paredes de divisórias internas;
- c) $6,5 \text{ kN/m}$ para as paredes entre os apartamentos e a circulação.

As cargas que compõe o carregamento distribuído por área na laje são:

- a) 5 kN/m^2 para o peso próprio da laje, considerando um concreto com peso específico de 25 kN/m^3 ;
- b) 1 kN/m^2 para a consideração dos revestimentos do piso e do teto do pavimento.

5.2.4.2 Cargas verticais acidentais

Para a consideração da carga acidental, a qual é correspondente à utilização, foi adotado um valor de $1,5 \text{ kN/m}^2$, sendo este o recomendado pela NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 3), para a maioria dos ambientes de edifícios residenciais.

5.2.4.3 Forças horizontais acidentais devido à ação do vento

Para a determinação das forças horizontais devidas a incidência do vento na edificação, foram adotados os procedimentos descritos na NBR 6123. De acordo com essa norma, a velocidade característica do vento a ser adotada para o projeto é função da localização do edifício, da topografia, da rugosidade do terreno e dimensões da edificação e um fator estatístico, sendo esta velocidade determinada segundo a fórmula 9 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p.4):

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

V_k = velocidade característica do vento, em m/s;

V_0 = velocidade básica do vento, determinada através do mapa de isopletras disposto na norma, em m/s;

S_1 = fator topográfico;

S_2 = fator que depende da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

S_3 = fator estatístico.

Uma vez que a velocidade característica para o projeto em questão está definida, o próximo passo é definir a pressão dinâmica, a qual é determinada pela fórmula 10, NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4):

$$q = 0,613V_k^2 \quad (\text{fórmula 10})$$

Onde:

q = pressão dinâmica, em Pa;

V_k = velocidade característica do vento, em m/s.

Com a pressão dinâmica calculada, torna-se possível calcular as forças devidas ao vento atuando perpendicularmente à estrutura através da fórmula 11 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5):

$$F = CqA \quad (\text{fórmula 11})$$

Onde:

F = força devida ao vento, em N;

C = coeficiente de arrasto;

q = pressão dinâmica, em Pa;

A = área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre o plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra"), em m^2 .

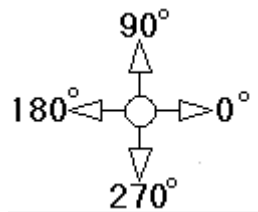
Para a determinação do coeficiente de arrasto, será considerado para a estrutura em questão um vento de baixa turbulência.

Para o cálculo das forças devidas ao vento, foram adotados os seguintes valores:

- a) velocidade característica do vento: 45 m/s. Este valor corresponde à velocidade considerada pela NBR 6123, referente a região a qual se encontra a estrutura;
- b) fator topográfico $S_1 = 1,0$, para terreno plano ou fracamente acidentado.
- c) fator de rugosidade S_2 : para sua determinação, foram utilizados os seguintes dados:
 - categoria de rugosidade I;
 - edificação de classe B (maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal entre 20 e 50 metros).
- d) fator estatístico $S_3 = 1,0$.

Para cada modelo e estudo, serão considerados quatro casos de ação de vento, com direção e sentido em relação à figura 19 mostrada abaixo:

Figura 18 – Direções de atuação do vento



(fonte: elaborada pelo autor)

6 ANÁLISE ESTRUTURAL

6.1 COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS

A seguir são apresentadas as combinações de carregamentos utilizadas na análise da estrutura, tanto em função da estabilidade como nos deslocamentos da estrutura.

6.1.1 Combinações de carregamentos utilizadas para análise da estabilidade global da estrutura

O quadro 2 apresenta as combinações de carregamentos utilizadas para análise da estabilidade global da estrutura (estado limite último):

Quadro 2 – Combinação de carregamentos no estado limite último

CASO	COMBINAÇÃO
5	VENT1
6	VENT2
7	VENT3
8	VENT4
14	PP+PERM+ACID+0.6VENT1
15	PP+PERM+ACID+0.6VENT2
16	PP+PERM+ACID+0.6VENT3
17	PP+PERM+ACID+0.6VENT4
18	PP+PERM+0.8ACID+VENT1
19	PP+PERM+0.8ACID+VENT2
20	PP+PERM+0.8ACID+VENT3
21	PP+PERM+0.8ACID+VENT4

(fonte: elaborada pelo autor)

Onde:

PP: cargas referentes ao peso próprio da estrutura;

PERM: cargas referentes ao peso de elementos que atuam de forma permanente na estrutura;

ACID: cargas acidentais;

VENT1: carga referente ao vento atuando a 90°;

VENT2: carga referente ao vento atuando a 270° ;

VENT3: carga referente ao vento atuando a 0° ;

VENT4: carga referente ao vento atuando a 180° .

6.1.2 Combinações de carregamentos utilizadas para análise dos deslocamentos da estrutura

O quadro 3 apresenta as combinações de carregamentos utilizadas para análise dos deslocamentos na estrutura (estado limite de serviço):

Quadro 3 – Combinação de carregamentos no estado limite de serviço

CASO	COMBINAÇÃO
5	0.3VENT1
6	0.3VENT2
7	0.3VENT3
8	0.3VENT4

(fonte: elaborada pelo autor)

Onde:

VENT1: carga referente ao vento atuando a 90° ;

VENT2: carga referente ao vento atuando a 270° ;

VENT3: carga referente ao vento atuando a 0° ;

VENT4: carga referente ao vento atuando a 180° .

6.2 INFORMAÇÕES DE CÁLCULO

Segue no quadro 4 as informações referentes aos parâmetros de cálculo utilizados no *software* TQS:

Quadro 4 – Resumo das informações de cálculo

Majorador de cargas verticais γ_{F3}	1,27
Majorador de cargas horizontais γ_{F3}	1,27
Módulo de elasticidade	39600 MPa
Tipo de módulo de elasticidade usado	Tangente
Correção no γ_z para transferência de esforços	0,95
$1/\lambda$ Ângulo de imperfeições geométricas globais	300
Considerar deslocamento horiz das cargas verticais	NÃO
Coefficiente p/classificar estrutura deslocável	γ_z
Valor de referência de estrutura deslocável	1,1
Número mínimo de pisos no edifício p/aplicar γ_z	4

(fonte: elaborada pelo autor)

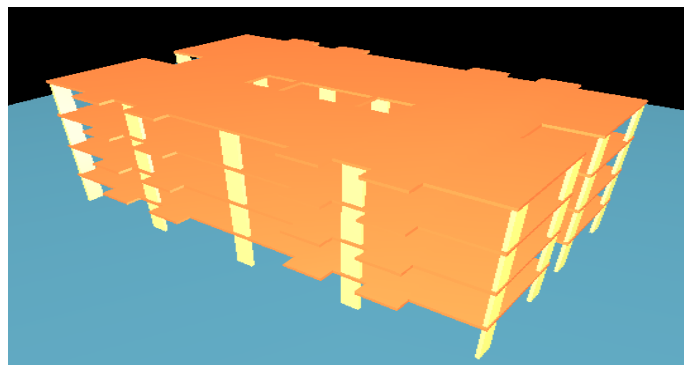
6.3 MODELOS

Os modelos que foram analisados são baseados na mesma planta baixa, conforme o descrito nas seções 5.1 e 5.2.3, ou seja, as dimensões dos elementos e os carregamentos utilizados são sempre os mesmos, variando a quantidade de pavimentos e, com isso, a altura da estrutura. Será tomado um modelo inicial com 4 pavimentos, por ser esse o número mínimo para a utilização dos parâmetro γ_z .

6.3.1 Modelo 1

O modelo 1, (figura 20) é constituído por 4 pavimentos com 2,80 m entre o topo de uma laje ao topo da laje superior, totalizando uma altura total para a estrutura de 11,20 m.

Figura 19 – Visualização 3D do modelo 1



(fonte: elaborada pelo autor)

Com a altura total, foi possível se calcular os coeficientes de arrasto apresentados na tabela 1, os quais foram aplicados no TQS..

Tabela 1 – Coeficientes de arrasto para modelo 1

Dir. Vento	L1	L2	h	L1/L2	h/L1	C
0°	15,59	26,69	13,35	0,58	0,856	1,13
90°	26,69	15,59	13,35	1,71	0,500	0,89
180°	15,59	26,69	13,35	0,58	0,856	1,13
270°	26,69	15,59	13,35	1,71	0,500	0,89

(fonte: elaborada pelo autor)

Após o processamento do modelo 1, obtiveram-se os seguintes resultados apresentados nas tabelas 2, 3 e 4.

Tabela 2 – Parâmetros de estabilidade globais do modelo 1

CASO	Dir. Vento	Ctot	M2	Chor	M1	γ_z
5	90°	1717,7	4,7	24,4	155,7	1,042
6	270°	1717,7	4,7	24,4	155,7	1,042
7	0°	1717,7	2,8	12,4	79,2	1,048
8	180°	1717,7	2,8	12,4	79,2	1,048
14	90°	1717,7	5,1	14,6	93,4	1,042
15	270°	1717,7	0,6	14,6	93,4	1,042
16	0°	1717,7	0,5	7,4	47,5	1,048
17	180°	1717,7	2,9	7,4	47,5	1,048
18	90°	1717,7	6,9	24,4	155,7	1,042
19	270°	1717,7	2,6	24,4	155,7	1,042
20	0°	1717,7	1,6	12,4	79,2	1,048
21	180°	1717,7	3,9	12,4	79,2	1,048

(fonte: elaborada pelo autor)

Onde:

Ctot: somatório de cargas verticais característica (tf);

Chor: cargas horizontais características (tf);

M1: momento de 1ª ordem das cargas horizontais características (tf.m);

M2: momento de 2ª ordem das cargas verticais características (tf.m);

Tabela 3 – Deslocamentos máximos do modelo 1

CASO	Dir. Vento	ΔH_{max}	ΔH_{Rmax}	ΔH_{Rlim}	Status
5	90°	0,13	Htot/8616	Htot/1700	Ok
6	270°	0,13	Htot/8616	Htot/1700	Ok
7	0°	0,08	Htot/14000	Htot/1700	Ok
8	180°	0,08	Htot/14000	Htot/1700	Ok

(fonte: elaborada pelo autor)

Onde:

 ΔH_{max} : máximo deslocamento horizontal (cm); ΔH_{Rlim} : valor relativo limite à altura total do edifício; ΔH_{Rmax} : valor máximo relativo à altura total do edifício;

Tabela 4 – Deslocamentos máximos entre pisos do modelo 1

CASO	Dir. Vento	ΔHi_{max}	ΔHi_{Rmax}	ΔHi_{Rlim}	Status
5	90°	0,04	hi/7000	hi/850	Ok
6	270°	0,04	hi/7000	hi/850	Ok
7	0°	0,02	hi/14000	hi/850	Ok
8	180°	0,02	hi/14000	hi/850	Ok

(fonte: elaborada pelo autor)

Onde:

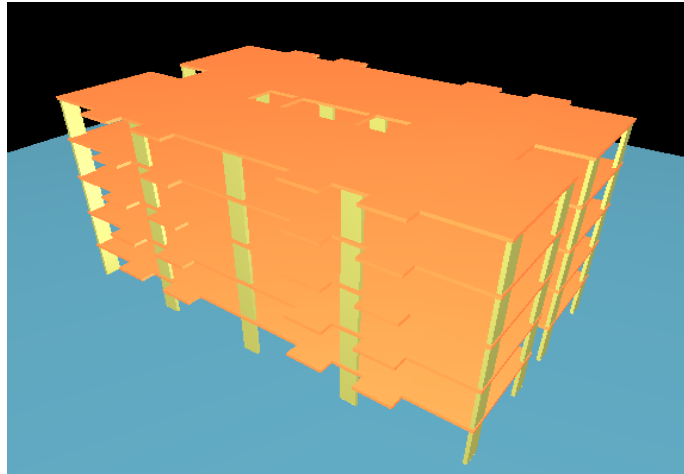
 ΔHi_{max} : máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm); ΔHi_{Rlim} : valor relativo limite ao pé-direito do pavimento; ΔHi_{Rmax} : valor relativo máximo ao pé-direito do pavimento;

De acordo com o apresentado nas tabelas referentes ao modelo 1, foi possível verificar que a estrutura se apresenta estável quanto à estabilidade, bem como com deslocamentos dentro dos limites estabelecidos pela norma, sendo ainda que, de acordo com o coeficiente γ_z , a estrutura pode ser considerada como de nós fixos. Tendo em vista os dados obtidos, se prossegue construindo um novo modelo, adicionando um pavimento ao modelo 1 já existente.

6.3.2 Modelo 2

O modelo 2 (figura 21), é constituído por 5 pavimentos com 2,80 m entre o topo de uma laje ao topo da laje superior, totalizando uma altura total para a estrutura de 14,00 m.

Figura 20 – Visualização 3D do modelo 2



(fonte: elaborada pelo autor)

Com a altura total, é possível calcular os coeficientes de arrasto apresentados na tabela 5, os quais foram aplicados no TQS.

Tabela 5 – Coeficientes de arrasto para modelo 2

Dir. Vento	L1	L2	h	L1/L2	h/L1	C
0°	15,59	26,69	14,00	0,58	0.898	1.14
90°	26,69	15,59	14,00	1,71	0.525	0.90
180°	15,59	26,69	14,00	0,58	0.898	1.14
270°	26,69	15,59	14,00	1,71	0.525	0.90

(fonte: elaborada pelo autor)

Após o processamento do modelo 2, obtiveram-se os seguintes resultados apresentados nas tabelas 6, 7 e 8.

Tabela 6 – Parâmetros de estabilidade globais do modelo 2

CASO	Dir. Vento	Ctot	M2	Chor	M1	γ_z
5	90°	2147,1	12,6	32,4	255,9	1,070
6	270°	2147,1	12,6	32,4	255,9	1,070
7	0°	2147,1	7,4	16,6	130,6	1,081
8	180°	2147,1	7,4	16,6	130,6	1,081
14	90°	2147,1	12,0	19,5	153,5	1,070
15	270°	2147,1	3,2	19,5	153,5	1,070
16	0°	2147,1	1,9	9,9	78,3	1,081
17	180°	2147,1	7,0	9,9	78,3	1,081
18	90°	2147,1	16,9	32,4	255,9	1,070

continua

continuação

CASO	Dir.Vento	Ctot	M2	Chor	M1	γ_z
19	270°	2147,1	8,2	32,4	255,9	1,070
20	0°	2147,1	5,0	16,6	130,6	1,081
21	180°	2147,1	9,8	16,6	130,6	1,081

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 7 – Deslocamentos máximos do modelo 2

CASO	Dir.Vento	ΔH_{max}	ΔH_{Rmax}	ΔH_{Rlim}	Status
5	90°	0,29	Htot/4828	Htot/1700	Ok
6	270°	0,29	Htot/4828	Htot/1700	Ok
7	0°	0,17	Htot/8236	Htot/1700	Ok
8	180°	0,17	Htot/8236	Htot/1700	Ok

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 8 – Deslocamentos máximos entre pisos do modelo 2

CASO	Dir.Vento	ΔHi_{max}	ΔHi_{Rmax}	ΔHi_{Rlim}	Status
5	90°	0,07	hi/4000	hi/850	Ok
6	270°	0,07	hi/4000	hi/850	Ok
7	0°	0,04	hi/7000	hi/850	Ok
8	180°	0,04	hi/7000	hi/850	Ok

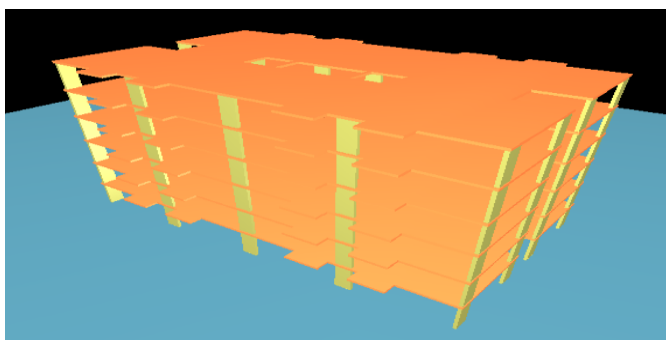
(fonte: elaborada pelo autor)

De acordo com o apresentado nas tabelas referentes ao modelo 2, novamente foi possível verificar que a estrutura se apresenta estável quanto à estabilidade, bem como com deslocamentos dentro dos limites estabelecidos pela norma, sendo ainda que, de acordo com o coeficiente γ_z , a estrutura pode ser considerada como de nós fixos. Tendo em vista os dados obtidos, se prossegue construindo um novo modelo, adicionando um pavimento ao modelo 2 já existente.

6.3.3 Modelo 3

O modelo 3 (figura 22), é constituído por 6 pavimentos com 2,80 m entre o topo de uma laje ao topo da laje superior, totalizando uma altura total para a estrutura de 16,80 m.

Figura 21 – Visualização 3D do modelo 3



(fonte: elaborada pelo autor)

Com a altura total, é possível calcular os coeficientes de arrasto apresentados na tabela 9, os quais serão aplicados no TQS.

Tabela 9 – Coeficientes de arrasto para modelo 3

Dir. Vento	L1	L2	h	L1/L2	h/L1	C
0°	15,59	26,69	16,80	0,58	0,928	1,17
90°	26,69	15,59	16,80	1,71	0,629	0,93
180°	15,59	26,69	16,80	0,58	0,928	1,17
270°	26,69	15,59	16,80	1,71	0,629	0,93

(fonte: elaborada pelo autor)

Após o processamento do modelo 3, obtiveram-se os seguintes resultados apresentados nas tabelas 10, 11 e 12.

Tabela 10 – Parâmetros de estabilidade globais do modelo 3

CASO	Dir. Vento	Ctot	M2	Chor	M1	γ_z
5	90°	2576,6	28,5	41,8	393,2	1,106
6	270°	2576,6	28,5	41,8	393,2	1,106
7	0°	2576,6	16,7	21,4	201,8	1,122
8	180°	2576,6	16,7	21,4	201,8	1,122
14	90°	2576,6	24,7	25,1	235,9	1,106
15	270°	2576,6	9,5	25,1	235,9	1,106
16	0°	2576,6	5,5	12,9	121,1	1,122
17	180°	2576,6	14,5	12,9	121,1	1,122
18	90°	2576,6	35,7	41,8	393,2	1,106
19	270°	2576,6	21,2	41,8	393,2	1,106
20	0°	2576,6	12,3	21,4	201,8	1,122
21	180°	2576,6	21,0	21,4	201,8	1,122

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 11 – Deslocamentos máximos do modelo 3

CASO	Dir. Vento	ΔH_{max}	ΔH_{Rmax}	ΔH_{Rlim}	Status
5	90°	0,55	Htot/3055	Htot/1700	Ok
6	270°	0,55	Htot/3055	Htot/1700	Ok
7	0°	0,31	Htot/5420	Htot/1700	Ok
8	180°	0,31	Htot/5420	Htot/1700	Ok

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 12 – Deslocamentos máximos entre pisos do modelo 3

CASO	Dir. Vento	ΔHi_{max}	ΔHi_{Rmax}	ΔHi_{Rlim}	Status
5	90°	0,11	hi/2546	hi/850	Ok
6	270°	0,11	hi/2546	hi/850	Ok
7	0°	0,06	hi/4667	hi/850	Ok
8	180°	0,06	hi/4667	hi/850	Ok

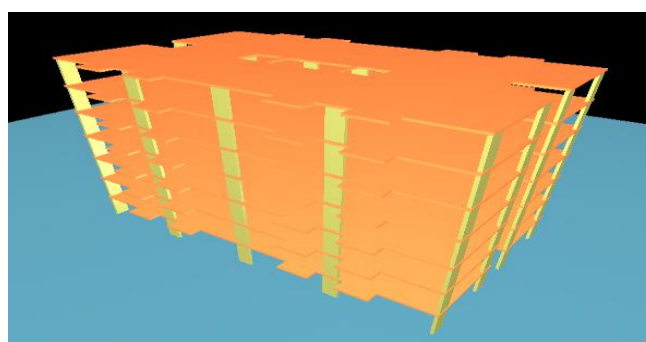
(fonte: elaborada pelo autor)

De acordo com o apresentado nas tabelas referentes ao modelo 3, novamente foi possível verificar que a estrutura se apresenta estável quanto à estabilidade, bem como com deslocamentos dentro dos limites estabelecidos pela norma, sendo que agora, de acordo com o coeficiente γ_z , que é superior 1,10 a estrutura pode ser considerada como de nós móveis. Tendo em vista os dados obtidos, se prossegue construindo um novo modelo, adicionando um pavimento ao modelo 3 já existente.

6.3.4 Modelo 4

O modelo 4 (figura 23), é constituído por 7 pavimentos com 2,80 m entre o topo de uma laje ao topo da laje superior, totalizando uma altura total para a estrutura de 19,60 m.

Figura 22 – Visualização 3D do modelo 4



(fonte: elaborada pelo autor)

Com a altura total, é possível calcular os coeficientes de arrasto apresentados na tabela 13, os quais foram aplicados no TQS.

Tabela 13 – Coeficientes de arrasto para modelo 4

Dir. Vento	L1	L2	h	L1/L2	h/L1	C
0°	15,59	26,69	19,60	0,58	1,257	1.19
90°	26,69	15,59	19,60	1,71	0,734	0.94
180°	15,59	26,69	19,60	0,58	1,257	1.19
270°	26,69	15,59	19,60	1,71	0,734	0.94

(fonte: elaborada pelo autor)

Após o processamento do modelo 4, obtiveram-se os seguintes resultados apresentados nas tabelas 14, 15 e 16.

Tabela 14 – Parâmetros de estabilidade globais do modelo 4

CASO	Dir. Vento	Ctot	M2	Chor	M1	γ_z
5	90°	3006,0	55,7	51,4	562,7	1,150
6	270°	3006,0	55,7	51,4	562,7	1,150
7	0°	3006,0	32,2	26,3	287,1	1,174
8	180°	3006,0	32,2	26,3	287,1	1,174
14	90°	3006,0	45,2	30,9	337,6	1,150
15	270°	3006,0	21,6	30,9	337,6	1,150
16	0°	3006,0	12,0	15,8	172,2	1,174
17	180°	3006,0	26,7	15,8	172,2	1,174
18	90°	3006,0	67,0	51,4	562,7	1,150
19	270°	3006,0	44,4	51,4	562,7	1,150
20	0°	3006,0	25,2	26,3	287,1	1,174
21	180°	3006,0	39,3	26,3	287,1	1,174

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 15 – Deslocamentos máximos do modelo 4

CASO	Dir. Vento	ΔH_{max}	ΔH_{Rmax}	ΔH_{Rlim}	Status
5	90°	0,93	Htot/2108	Htot/1700	Ok
6	270°	0,93	Htot/2108	Htot/1700	Ok
7	0°	0,52	Htot/3770	Htot/1700	Ok
8	180°	0,52	Htot/3770	Htot/1700	Ok

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 16 – Deslocamentos máximos entre pisos do modelo 4

CASO	Dir.Vento	$\Delta H_{i_{max}}$	$\Delta H_{i_{Rmax}}$	$\Delta H_{i_{Rlim}}$	Status
5	90°	0,16	hi/1750	hi/850	Ok
6	270°	0,16	hi/1750	hi/850	Ok
7	0°	0,09	hi/3112	hi/850	Ok
8	180°	0,09	hi/3121	hi/850	Ok

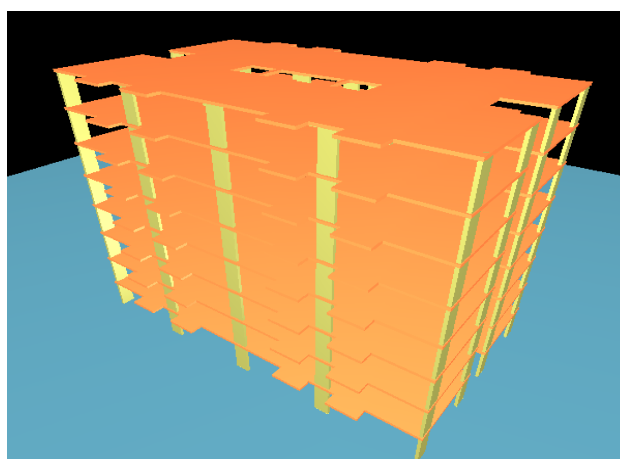
(fonte: elaborada pelo autor)

De acordo com o apresentado nas tabelas referentes ao modelo 4, novamente foi possível verificar que a estrutura se apresenta estável quanto à estabilidade, bem como com deslocamentos dentro dos limites estabelecidos pela norma, sendo ainda que, de acordo com o coeficiente γ_z , a estrutura pode ser considerada como de nós móveis. Tendo em vista os dados obtidos, se prossegue construindo um novo modelo, adicionando um pavimento ao modelo 4 já existente.

6.3.5 Modelo 5

O modelo 5, (figura 24) é constituído por 8 pavimentos com 2,80 m entre o topo de uma laje ao topo da laje superior, totalizando uma altura total para a estrutura de 22.40 m.

Figura 23 – Visualização 3D do modelo 5



(fonte: elaborada pelo autor)

Com a altura total, é possível calcular os coeficientes de arrasto apresentados na tabela 17, os quais são aplicados no TQS.

Tabela 17 – Coeficientes de arrasto para modelo 5

Dir. Vento	L1	L2	h	L1/L2	h/L1	C
0°	15,59	26,69	22,40	0,58	1,437	1.44
90°	26,69	15,59	22,40	1,71	0,839	0.84
180°	15,59	26,69	22,40	0,58	1,437	1.44
270°	26,69	15,59	22,40	1,71	0,839	0.84

(fonte: elaborada pelo autor)

Após o processamento do modelo 5, obtiveram-se os seguintes resultados apresentados nas tabelas 18, 19 e 20.

Tabela 18 – Parâmetros de estabilidade globais do modelo 5

CASO	Dir. Vento	Ctot	M2	Chor	M1	γ_z
5	90°	3435,4	99,8	62,2	776,9	1,204
6	270°	3435,4	99,8	62,2	776,9	1,204
7	0°	3435,4	57,4	31,6	394,7	1,237
8	180°	3435,4	57,4	31,6	394,7	1,237
14	90°	3435,4	77,1	37,3	466,1	1,204
15	270°	3435,4	42,7	37,3	466,1	1,204
16	0°	3435,4	23,5	19,0	236,8	1,237
17	180°	3435,4	45,3	19,0	236,8	1,237
18	90°	3435,4	116,4	62,2	776,9	1,204
19	270°	3435,4	83,4	62,2	775,9	1,204
20	0°	3435,4	46,9	31,6	394,7	1,237
21	180°	3435,4	67,9	31,6	394,7	1,237

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 19 – Deslocamentos máximos do modelo 5

CASO	Dir. Vento	ΔH_{max}	ΔH_{Rmax}	ΔH_{Rlim}	Status
5	90°	1,46	Htot/1535	Htot/1700	NãoOk
6	270°	1,46	Htot/1535	Htot/1700	NãoOk
7	0°	0,81	Htot/2766	Htot/1700	Ok
8	180°	0,81	Htot/2766	Htot/1700	Ok

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 20 – Deslocamentos máximos entre pisos do modelo 5

CASO	Dir. Vento	$\Delta H i_{max}$	$\Delta H i_{Rmax}$	$\Delta H i_{Rlim}$	Status
5	90°	0,22	hi/1273	hi/850	Ok
6	270°	0,22	hi/1273	hi/850	Ok
7	0°	0,12	hi/2334	hi/850	Ok
8	180°	0,12	hi/2334	hi/850	Ok

(fonte: elaborada pelo autor)

Desta vez, de acordo com os dados expostos nas tabelas referentes ao modelo 5, embora a estrutura ainda se apresente estável no que se refere à estabilidade global, o deslocamento máximo horizontal excede o máximo permitido por norma, o que faz com que esse modelo, da maneira como está, não mais deva ser executado. Sabendo desse fato, para a estrutura em estudo, se tem um limite de 7 pavimentos, totalizando uma altura de 19.60 m.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho foi proposto verificar o número máximo de pavimentos o qual é possível se obter, sem que haja necessidade de utilização de subestruturas de contraventamento como pilares-parede. Para esta análise, inicialmente, fez-se uma pesquisa bibliográfica para a adoção de critério que satisfaçam as normas técnicas. Os modelos utilizados foram analisados com a utilização do *software* comercial TQS, pelo modelo de cálculo VI, o qual se mostra o mais indicado para edificações com lajes lisas, uma vez que considera a contribuição da laje na estabilidade global da estrutura.

Para o caso analisado, foi possível observar que o limitante para o número de pavimentos foi o deslocamento máximo da estrutura, o qual atingiu o limite antes do que o coeficiente γ_z . Como foi possível observar no capítulo anterior, o número máximo de pavimentos para esta edificação, com as condições de contorno apresentadas, é de 7 pavimentos, totalizando 19,60 m. A partir daí, seria necessário a utilização de pilares-parede, de maneira que a estrutura, com a mesma geometria em planta baixa pudesse atingir um número maior de pavimentos.

É possível perceber que estruturas compostas apenas por pórticos formados com a consideração das lajes, se mostram pouco eficientes frente a ações horizontais.

Por fim, considera-se como atingido o objetivo deste trabalho.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações.. Rio de Janeiro, 1988.

CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995. 112 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

CICOLIN, L. A. B. **Estabilidade em edifícios de concreto armado com pavimentos em lajes planas**. 2007. 127 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade de Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.

FERREIRA, A. M. **Análise da punção e flechas em lajes maciças sem vigas de concreto armado de acordo com as prescrições da NBR 6118:2003**. 2005. 182 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005.

FIGUEIREDO FILHO, J. R. de. **Sistemas estruturais de lajes sem vigas**: subsídios para o projeto e execução. 1989. 262 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1989.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto**: solicitações normais, estados limites últimos – teoria e aplicações. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

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.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais. 1. ed. São Paulo: Pini, 2007.

LIMA, J. S. **Verificação da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto**: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas. 2001. 225 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

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.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 219 f. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

PINTO, R. S. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 1997. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

PORTO ALEGRE. Secretaria Municipal de Obras e Viação. **Lei Complementar n. 284**, de 27 de outubro de 1992. Institui o Código de Edificações de Porto Alegre e dá outras providências. Porto Alegre, 1992. Disponível em: <<http://www2.portoalegre.rs.gov.br/netahtml/sirel/atos/lc%20284>>. Acesso em 05 dez. 2016.

RIBEIRO, J. F. **Estabilidade global em edifícios**: análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto. 2010. 81 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

SÜSSEKIND, J. C. **Curso de concreto armado**. 2. ed. Porto Alegre: Globo, 1985. v. 2.

WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade global em edifícios altos**. 2003. 93 f. Trabalho de Conclusão (Mestrado em Engenharia) – Curso de Mestrado Profissional em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.