



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ÍCARO EUFRÁSIO BOMFIM

**ESTUDO PARAMÉTRICO DE ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO:
MÉTODO DOS PÓRTICOS PLANOS COMPATIBILIZADOS NO TOPO**

FORTALEZA

2017

ÍCARO EUFRÁSIO BOMFIM

ESTUDO PARAMÉTRICO DE ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO: MÉTODO
DOS PÓRTICO PLANOS COMPATIBILIZADOS NO TOPO

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. D. Sc. Antônio Macário Cartaxo de Melo.

FORTALEZA

2017

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- B683e Bomfim, Ícaro Eufrásio.
Estudo paramétrico de estrutura de contraventamento : método dos pórticos planos compatibilizados no topo / Ícaro Eufrásio Bomfim. – 2017.
101 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2017.
Orientação: Prof. Dr. Antônio Macário Cartaxo de Melo.
1. Estruturas de contraventamento. 2. Estudo paramétrico. 3. Método dos pórticos planos compatibilizados no topo. 4. parâmetros de instabilidade. I. Título.

CDD 620

ÍCARO EUFRÁSIO BOMFIM

ESTUDO PARAMÉTRICO DE ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO: MÉTODO
DOS PÓRTICO PLANOS COMPATIBILIZADOS NO TOPO

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Sc. Antônio Macário Cartaxo de Melo.

Aprovada em ____/____/_____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. D. Sc. Antônio Macário Cartaxo de Melo (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. D. Sc. Evandro Parente Junior
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. D. Sc. João Batista Marques de Sousa Junior
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. D. Sc. Marisete Dantas de Aquino
Universidade Federal do Ceará (UFC)

A Deus.

Aos meus pais, Carlos e Laise.

Aos meus irmãos, Lucas e Calebe.

À minha noiva, Luara.

AGRADECIMENTOS

Ao Senhor Deus criador de todas as coisas por me conceder o maravilhoso dom da vida. Ao meu pai pelo companheirismo, pela palavra de motivação no momento certo e pelas suas orações. À minha mãe pelo apoio incondicional em todas as etapas da minha vida. Ao meu irmão Lucas pelas conversas francas, pelas sinceras preocupações, por seu apoio fundamental na realização deste trabalho. Ao meu irmão Calebe pela companhia em todos os momentos da minha caminhada. À minha noiva por seu companheirismo indescritível ao longo da minha formação profissional e pessoal.

À Universidade Federal do Ceará por proporcionar-me tudo o que era necessário para minha formação, sou grato à essa instituição, em especial, pelo maravilhoso corpo docente disposto aos alunos de engenharia civil. Em particular, agradeço ao professor Antônio Macário pelos ensinamentos, pela paciência, pelo ânimo e prontidão ao longo da minha formação, ao senhor professor a minha sincera admiração e gratidão.

Agradeço aos diversos amigos que me ajudaram ao longo deste trabalho, em especial ao João Felipe, José Gabriel, Victor Jucá, Renan Teixeira e Webert Brasil cujas conversas excediam os aspectos técnicos. Agradeço, também, ao João Pedro por toda ajuda concedida no processo de aprendizagem da linguagem de programação C++ e à Juliana Cunha pelo apoio e ensinamentos em momentos cruciais ao longo deste trabalho, tornaram-se grandes amigos.

Agradeço aos grandes amigos que formam o grupo de crescimento dos Servos, liderado pelo Victor Levi, pela motivação semanal que foi concedida a mim para a realização deste trabalho. Por fim, agradeço a todas as demais pessoas que me ajudaram direta ou indiretamente na execução do presente trabalho.

RESUMO

Este trabalho trata da realização de um estudo paramétrico da estrutura de contraventamento de um edifício multifamiliar, pelo método dos pórticos planos compatibilizados no topo. Foram analisadas as influências das dimensões das seções transversais das vigas e dos pilares que constituem os pórticos de contraventamento. Para isso, as dimensões das seções transversais dos elementos sofreram variações de 5cm, a partir das dimensões fornecidas no projeto do edifício modelo. Foram adotados como critérios no presente trabalho os parâmetros de instabilidade da estrutura, conforme as recomendações da norma ABNT NBR 6118:2014. Avaliou-se o volume de material, concreto, requerido pela estrutura de contraventamento para que os critérios de instabilidade fossem aceitos. Foram implementados, em linguagem C++, o método dos pórticos planos compatibilizados no topo para determinação da distribuição da carga de vento, calculadas de acordo com a ABNT NBR 6123:1988, em estruturas de edificações multifamiliares e a análise estrutural dos pórticos com a utilização do programa FAST, desenvolvido pelo Laboratório de Mecânica Computacional e Visualização da Universidade Federal do Ceará. O estudo de caso realizado mostrou a influência das rigidezes das vigas e dos pilares na eficiência da estrutura de contraventamento, além de expor a diferença no volume de material requerido para esta estrutura quando projetada pelo processo convencional ao invés de realizar-se um estudo de sensibilidade das principais variáveis envolvidas em um projeto de estruturas.

Palavras-chaves: Estruturas de contraventamento; estudo paramétrico; método dos pórticos planos compatibilizados no topo; parâmetros de instabilidade.

ABSTRACT

This work deals with a parametric study of the bracing structure of a multifamily building, by the method of the top-floor planar frames. The influence of the beams and pillars' transversal sections dimensions of the bracing frames were analyzed. In this analysis, the elements' transversal section dimensions suffered decrements of 5cm, from the dimensions provided in the model building design. The instability parameters of the structure were adopted as criteria in the present work, according to the recommendations of ABNT NBR 6118: 2014. The volume of concrete material required by the bracing structure was evaluated for the instability criteria. In the C++ language, the method of the top-floor planar frames was used to determine the wind load distribution, calculated according to ABNT NBR 6123: 1988, for multifamily structures. The structural analysis of the frames was done by FAST program, developed by the Laboratório de Mecânica Computacional e Visualização of the Universidade Federal do Ceará. This study showed the influence of beams and columns' stiffness on the bracing structure efficiency, furthermore the difference in the required material volume for this structure, when designed by the conventional process instead of conducting a sensitivity study of the main variables involved in a structural design, was showed.

Keywords: Bracing structures; parametric study; plan method of the top-floor planar frames; instability parameters.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Mapa de isopletas de vento.....	39
Figura 2 - Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.....	43
Figura 3 - Associação de pórticos e paredes estruturais.....	48
Figura 4 - Travamento realizado por treliça.....	50
Figura 5 - Aplicação da carga unitária para obtenção da rigidez axial de um pórtico.....	57
Figura 6 - Numeração dos pórticos de contraventamento.....	67
Figura 7 - Pórticos de contraventamento 1 e 2 na direção x.....	68
Figura 8 - Pórtico de contraventamento 5 na direção y.....	69
Figura 9 - Dimensões do edifício modelo.....	71
Figura 10 - Localização dos pórticos de contraventamento.....	72
Figura 11 - Comportamento do parâmetro de instabilidade α com a variação da altura das vigas.....	81
Figura 12 - Comportamento do coeficiente γ_z com a variação da altura das vigas.....	81
Figura 13 - Comportamento do parâmetro de instabilidade α com a variação da largura das vigas.....	82
Figura 14 - Comportamento do coeficiente γ_z com a variação da largura das vigas.....	83
Figura 15 - Comportamento do parâmetro de instabilidade α com a variação da altura das seções transversais dos pilares.....	84
Figura 16 - Comportamento do coeficiente com a variação da altura das seções trasnversais dos pilares.....	84
Figura 17 - Comportamento do parâmetro de instabilidade α com a variação da largura das seções transversais dos pilares.....	85
Figura 18 - Comportamento do coeficiente γ_z com a variação da largura das seções transversais dos pilares.....	86
Figura 19 - Planta baixa do pavimento térreo.....	92
Figura 20 - Planta baixa do pavimento tipo.....	93
Figura 21 - Planta baixa do telhado e da casa de máquinas.....	94
Figura 22 - Corte A-A'.....	95
Figura 23 - Corte B-B'.....	96
Figura 24 - Formas do térreo.....	97
Figura 25 - Corte A-A' indicado na Figura 24.....	98

Figura 26 - Corte B-B' indicado na Figura 24	98
Figura 27 - Formas do pavimento tipo	99
Figura 28 - Formas de cobertura e piso da casa de máquinas	100
Figura 29 - Formas da mesa de motores.....	101
Figura 30 - Formas do teto da casa de máquinas.....	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores do coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2}$	32
Tabela 2 - Valores do coeficiente γ_{f2}	32
Tabela 3 - Parâmetros do fator S_2	42
Tabela 4 - Valores mínimos do fator estatístico	42
Tabela 5 - Dimensões das seções transversais dos pórticos 1 e 2	69
Tabela 6 - Dimensões das seções transversais do pórtico 5	69
Tabela 7 - Características dos painéis de contraventamento	73
Tabela 8 - Caracterização da ação do vento na edificação modelo	75
Tabela 9 - Deslocamento no topo para carga unitária	76
Tabela 10 - Força e proporção nos painéis de contraventamento no topo	76
Tabela 11 - Forças máximas nos pavimentos de cada pórtico	77
Tabela 12 - Deslocamentos dos pórticos para as forças máximas de arrasto	78
Tabela 13 - Parâmetro de instabilidade α	79
Tabela 14 - Coeficiente.....	79
Tabela 15 - Volume de material dos pórticos de contraventamento	79
Tabela 16 - Variação da altura das vigas e seus parâmetros de instabilidade	80
Tabela 17 - Variação da largura das vigas e seus parâmetros de instabilidade	82
Tabela 18 - Variação das alturas das seções transversais dos pilares e seus parâmetros de instabilidade	83
Tabela 19 - Variação das larguras das seções transversais dos pilares e seus parâmetros de instabilidade	85

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	Justificativa	15
1.2	Objetivos	16
1.2.1	<i>Objetivo geral</i>	16
1.2.2	<i>Objetivos específicos</i>	16
1.3	Revisão bibliográfica	17
1.4	Metodologia	25
1.5	Estrutura do trabalho	26
2	AÇÕES NAS ESTRUTURAS	27
2.1	Estados limites	27
2.1.1	<i>Estado limite último</i>	28
2.1.2	<i>Estado limite de serviço</i>	29
2.2	Ações	30
2.2.1	<i>Ações permanentes</i>	30
2.2.2	<i>Ações variáveis</i>	30
2.2.3	<i>Ações excepcionais</i>	31
2.3	Coeficientes de ponderação das ações	31
2.3.1	<i>Coeficientes de ponderação para os estados limites últimos</i>	32
2.3.2	<i>Coeficientes de ponderação para os estados limites de serviço</i>	33
2.4	Combinações das ações	33
2.4.1	<i>Combinações últimas</i>	33
2.4.1.1	<i>Combinações últimas normais</i>	34
2.4.1.2	<i>Combinações últimas especiais ou de construção</i>	34
2.4.1.3	<i>Combinações últimas excepcionais</i>	35
2.4.2	<i>Combinações de serviço</i>	35

2.4.2.1	<i>Combinações quase permanentes de serviço</i>	36
2.4.2.2	<i>Combinações frequentes de serviço</i>	36
2.4.2.3	<i>Combinações raras de serviço</i>	37
2.5	Ação do vento	37
2.5.1	<i>Fator topográfico</i>	39
2.5.2	<i>Fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno</i>	40
2.5.2.1	<i>Rugosidade do terreno</i>	40
2.5.2.2	<i>Dimensões das edificações</i>	41
2.5.2.3	<i>Altura sobre o terreno</i>	41
2.5.3	<i>Fator estatístico</i>	42
2.5.4	<i>Coefficiente de arrasto</i>	43
2.5.5	<i>Excentricidades</i>	44
2.5.6	<i>Força de arrasto do vento</i>	44
3	CONTRAVENTAMENTO	46
3.1	Tipos de contraventamento	46
3.1.1	<i>Pórticos</i>	47
3.1.2	<i>Paredes estruturais</i>	47
3.1.3	<i>Paredes estruturais associadas a pórticos</i>	48
3.1.4	<i>Núcleos e tubos</i>	49
3.1.5	<i>Treliças</i>	49
3.2	Estabilidade global da estrutura	50
3.2.1	<i>Parâmetro de instabilidade α</i>	51
3.2.2	<i>Coefficiente Y_z</i>	53
4	ANÁLISE DA ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO	55
4.1	Método dos pórticos planos compatibilizados no topo	56
4.2	Implementação computacional	60
4.2.1	<i>FAST</i>	61

4.2.2	<i>Gerador de Pórtico</i>	61
4.2.3	<i>Carga de Vento</i>	61
4.2.4	<i>Distribuição da Carga de Vento</i>	62
4.2.5	<i>Parâmetros de Ideslocabilidade</i>	62
4.2.6	<i>Volume de Material</i>	62
5	ESTUDO DE CASO	64
5.1	Descrição da edificação	64
5.1.1	<i>Descrição arquitetônica</i>	64
5.1.2	<i>Descrição da estrutura</i>	65
5.1.3	<i>Descrição dos materiais da estrutura</i>	66
5.2	Dados de entrada	66
5.2.1	<i>Dados de entrada do programa Gerador de Pórticos</i>	67
5.2.2	<i>Dados de entrada do programa Carga de Vento</i>	70
5.2.3	<i>Dados de entrada do programa Distribuição da Carga de Vento</i>	72
5.2.4	<i>Dados de entrada do programa Parâmetros de Estabilidade</i>	74
5.2.5	<i>Dados de entrada do programa Volume de Material</i>	75
5.3	Resultados	75
5.4	Estudo paramétrico	80
6	CONCLUSÕES	87
6.1	Sugestões de trabalhos futuros	88
	REFERÊNCIAS	89
	ANEXO A – PLANTAS ARQUITETÔNICAS DA EDIFICAÇÃO MODELO ..	92
	ANEXO B – PLANTAS DE FORMA DA EDIFICAÇÃO MODELO	97

1 INTRODUÇÃO

O desejo pelo alcance do projeto ótimo na esfera da engenharia estrutural, levando-se em consideração o consumo de material, o desempenho e a eficiência, tem sido uma das principais áreas de estudo e pesquisa, haja vista fatores tanto de ordem técnica como econômica. Embora o notório avanço dos computadores e softwares de análise e dimensionamento de estruturas seja um propulsor para esse objetivo, a análise e o dimensionamento das estruturas ainda são executadas, majoritariamente, a partir de uma estrutura pré-dimensionada.

Segundo Vianna (2003), essa etapa de pré-dimensionamento é realizada, em quase sua totalidade, com base na experiência dos projetistas, que apesar da sua capacidade não conduz necessariamente à estrutura mais econômica, tendo em vista que há diversas soluções que atendem ao critério de segurança, e o tempo disponível ao profissional, geralmente, não permite uma verificação acurada do projeto ótimo. Dessa forma, Rodrigues Júnior (2005) aponta que as técnicas de otimização, na engenharia estrutural, surgem, a fim de superar os inconvenientes do processo de projeto tradicional, que são caracterizados pelo ajuste das dimensões dos elementos estruturais, com o propósito de atender aos estados limites, não considerando a configuração geométrica final que poderia ser otimizada, além de não considerar a otimização de forma e de topologia da estrutura.

Arora (2012) enuncia um problema de otimização da seguinte forma:

$$\begin{array}{ll} \text{Minimize} & f(\mathbf{x}) \\ \text{Sujeito a} & h(\mathbf{x}) = 0, \quad i = 1 \text{ até } p \\ & g(\mathbf{x}) \leq 0, \quad i = p + 1 \text{ até } m \end{array}$$

onde \mathbf{x} refere-se ao vetor de variáveis, podendo essas serem reais ou discretas; $f(\mathbf{x})$ refere-se à função objetivo, que denota o desempenho do sistema, podendo ser apresentada como: função custo, função consumo e outros; as funções $h(\mathbf{x})$ e $g(\mathbf{x})$ referem-se às restrições de igualdade e desigualdade exigidas pelo sistema, respectivamente. É válido acrescentar a essas formulações as restrições laterais, que prescrevem limites mínimos e máximos para as componentes do vetor de variáveis, descrito a seguir:

$$x_i^l \leq x_i \leq x_i^u, \quad i = 1 \text{ até } n$$

De acordo com Sprillers e MacBain (2009), os problemas de otimização, inicialmente, foram elaborados para serem solucionados por meio da programação matemática, que consiste no agrupamento de técnicas que utilizam formulações de derivadas na obtenção da solução ótima. O método dos multiplicadores de Lagrange e o método de Kuhn-Tucker são exemplos dessas técnicas, que configuram os métodos de otimização determinísticos ou métodos clássicos. Entretanto, tais métodos, por serem baseados no cálculo diferencial necessitam da premissa de que as variáveis e a função objetivo são contínuas e definidas para serem mais adequados, o que denota um problema de cunho prático, haja vista o aspecto discreto das variáveis, por exemplo, em um projeto de estruturas. Assim, os denominados métodos probabilísticos, que não fazem uso do cálculo de derivadas, métodos de ordem zero, estão sendo amplamente considerados no processo de otimização como, por exemplo, os algoritmos genéticos.

Do ponto de vista estrutural, é válido ressaltar que o modelo de análise estrutural a ser adotado influencia diretamente na eficiência do processo de otimização. Logo, a escolha por um modelo de análise estrutural tem influência direta na eficiência de um modelo de otimização. Segundo Araújo (2004), a estrutura comumente encontrada nos edifícios é constituída por um pórtico espacial unido às lajes dos pisos nos diversos pavimentos. Logo, trata-se de uma estrutura de aspecto tridimensional formada por elementos lineares (barras) e elementos bidimensionais (lajes). Vale-se ressaltar, a possibilidade da presença de elementos tridimensionais, principalmente nas estruturas de fundações, por exemplo, sapatas e blocos de concreto.

Haja vista os perceptíveis avanços dos recursos computacionais como descritos anteriormente, é completamente possível a análise do modelo estrutural de maneira tridimensional, levando-se em consideração tanto as cargas verticais como as cargas horizontais (e.g. vento). Com os resultados dessa análise, pode-se executar o dimensionamento de cada elemento estrutural. Todavia, esse modelo de análise da estrutura reduz a eficiência do processo de otimização, devido, principalmente, ao seu elevado número de análises, como ocorre nos algoritmos bio-inspirados, que trabalham com populações de indivíduos.

Perez (1999 *apud* BARROS, 2003) aponta, que de maneira geral, os modelos de análise utilizados transformam a estrutura tridimensional de um edifício em um conjunto de subestruturas bidimensionais que interagem entre si. Logo, verifica-se que a fim de simplificar o modelo de análise estrutural, é comum distinguir a estrutura dos edifícios em dois subsistemas estruturais, estrutura de contraventamento e estrutura contraventada, como será realizado nesse trabalho, com o objetivo de viabilizar a implementação do estudo paramétrico. O primeiro

subsistema é caracterizado por resistir às ações horizontais, além de contribuir na resistência de ações verticais e ser responsável pela garantia da indeslocabilidade horizontal do edifício. Logo, esse subsistema é constituído por elementos de elevada rigidez. O subsistema contraventado é projetado para resistir apenas às ações verticais.

A análise do subsistema de contraventamento apresenta algumas alternativas, como: modelo de pórtico espacial e modelos de pórticos planos nas duas direções principais. Todavia, a escolha do modelo deve ser criteriosa, uma vez que seus resultados podem apresentar valores bastante discrepantes (Perez, 1999 *apud* BARROS, 2003). No presente trabalho, será abordado a alternativa simplificada do modelo dos pórticos planos, tendo como modelo de distribuição da ação do vento o modelo de pórticos planos compatibilizados no topo, onde essa distribuição está relacionada diretamente à rigidez dos pórticos de contraventamento. Isto não ocorre no caso do modelo da área de influência, o qual são distribuídas as cargas de acordo com a área de influência dos pórticos, que apesar de simples e intuitivo, é válido apenas para edifícios de geometria regular, que apresentam áreas influência equivalentes, e pórticos com rigidezes semelhantes.

1.1 Justificativa

Em meio aos notórios avanços computacionais, que possibilitam a simulação de diversos modelos estruturais até estabelecer, segundo os critérios do projetista, a solução de projeto ótima, é válido argumentar a mínima possibilidade de tal projeto ser, efetivamente, a solução ótima para a estrutura em análise. Essa constatação deve-se ao fato de que o projetista busca majoritariamente ajustar as dimensões dos elementos estruturais, não priorizando a pesquisa pela configuração geométrica ótima, o que é comum no processo de projeto tradicional (RODRIGUES JÚNIOR, 2005).

Nessa metodologia de projeto, dificilmente há uma função que avalie o desempenho do sistema estrutural, principalmente em termos econômicos. Assim, a efetividade de algumas intervenções não é mensurada e comparada com outras soluções estruturais. Segundo Vianna (2003) é concernente à experiência e à intuição do projetista a escolha do projeto que seja melhor adaptado aos requisitos mínimos de segurança, conforto e utilização. Tal processo, geralmente, resulta em sistemas estruturais antieconômicos.

Contrário ao sistema tradicional, no processo ótimo, o projetista precisa estabelecer uma função objetivo, definir as variáveis de projetos e as suas restrições, proporcionando a

realização da análise de sensibilidade da estrutura oriunda das possíveis intervenções, que por algumas vezes pode fornecer indicações da solução ótima.

Devido aos aspectos citados anteriormente e à escassez de recursos, a formulação de sistemas mais eficientes e mais econômicos tem direcionado copioso esforço por parte dos meios de pesquisa na área da engenharia de estruturas. Entretanto, os trabalhos desenvolvidos não têm abrangido as estruturas de contraventamento em sua totalidade. Em revisão da literatura, poucos trabalhos que abordem a otimização de estruturas de contraventamento de maneira integral são encontrados. Tal fato fica mais restrito quando tenta-se obter trabalhos com variáveis discretas para as dimensões geométricas dos elementos estruturais, que é prática comum no projeto estrutural encaminhado para execução.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivo realizar um estudo paramétrico da eficiência da estrutura de contraventamento de um edifício padrão, tendo como modelo de análise estrutural para ação do vento o método dos pórticos planos compatibilizados no topo.

1.2.2 Objetivos específicos

Este trabalho tem como objetivos específicos:

- a) Implementar o método dos pórticos planos compatibilizados no topo para determinação da distribuição das cargas horizontais em estruturas de edificações multifamiliares;
- b) Implementar a análise estrutural dos pórticos para ações verticais e horizontais com a utilização do programa FAST (*Finite Element Analysis Tool*).
- c) Avaliar a influência das rigidezes das vigas e dos pilares na eficiência da subestrutura de contraventamento;
- d) Realizar estudo paramétrico em um estudo de caso;
- e) Examinar as diferenças do volume de material para a estrutura de contraventamento dimensionada pelo processo tradicional e pelo estudo paramétrico executado.

1.3 Revisão bibliográfica

Segundo Rodrigues Júnior (2005), o inaugural trabalho documentado que aborda a otimização de estruturas foi escrito por Maxwell em 1869, que possuía como objetivo o peso mínimo de treliças em um projeto. De acordo com Kripka (2003), o uso de técnicas de otimização nas áreas de análise e dimensionamento de estruturas teve como principal propulsor o trabalho de Schmit (1960 *apud* KRIPKA, 2003) caracterizado pela aplicação de técnicas de programação matemática na busca pelo peso mínimo de uma treliça.

Na área de otimização das estruturas de concreto armado, que consiste no material mais utilizado para estruturas nas últimas décadas, o primeiro trabalho de proeminência foi realizado por Friel em 1974, de acordo com Bastos (2004). Friel (1974) estudou a otimização de vigas com seções retangulares, propondo uma equação para reproduzir os valores ótimos da taxa geométrica da armadura longitudinal e da altura útil de uma viga simplesmente apoiada. O autor determinou como função objetivo a função custo por metro linear da viga, sendo composta por quatro parcelas: custo de concreto; custo de aço; custo de forma; e o custo indireto, que estava atrelado ao número de pavimentos da edificação. Os estudos concluíram que as frações relativas ao custo das fôrmas e ao custo ocasionado pelo maior número de pavimentos possuíam pouca interferência na variação do custo total da estrutura.

Por ser um trabalho dianteiro na otimização de estrutura de concreto armado, levantou-se diversas controvérsias e comentários pelos demais estudiosos, como Anand (1975 *apud* BASTOS, 2004) e Hairsine (1975 *apud* BASTOS, 2004). Esse último destacou que o dimensionamento de vigas de concreto armado pode ser regido pelas tensões de cisalhamento e pelas flechas máximas admissíveis, além da resistência máxima da viga à flexão.

Lee (1975 *apud* BASTOS, 2004) averiguou, também, os estudos realizados por Friel (1974), realçando que a seção retangular usada no dimensionamento é uma idealização que dificilmente corresponde à realidade encontrada na prática da engenharia. Lee aborda que devido ao fato de a viga ser concretada, na maioria das vezes, de maneira monolítica à laje, a seção real é do tipo T e não a seção retangular. Chou (1977) ampliou o trabalho de Friel (1974) ao seguir a sugestão de Lee (1975 *apud* BASTOS, 2004). Chou (1977) executou um estudo de otimização de seções do tipo T ao invés de utilizar seções retangulares simples. A função custo apresentada pelo autor era constituída apenas pelo custo de concreto e de aço.

Booz e Thlerauf (1993) formularam um programa de Elementos Finitos para realizar a análise de estruturas de concreto armado sujeita a ações estáticas e dinâmicas, além de desenvolverem um algoritmo de programação quadrática sequencial não-linear para

otimização dessas estruturas. O custo a ser minimizado por Booz e Thlerauf (1993) foi constituído pelas frações de volume de concreto, volume de armadura e área de formas. Desenvolveram exemplos de dimensionamento ótimo para um pórtico plano de concreto armado e uma estrutura integrado por vigas e lajes de concreto armado.

Entre os trabalhos realizados para otimização de pavimentos de concreto armado encontra-se o trabalho de Soares e El Debs (1999) e Kripka (2003). Os primeiros autores propuseram uma formulação onde a análise era realizada pelo método dos elementos finitos. As variáveis de projeto, relativas às vigas, eram compostas por: alturas, armaduras longitudinais de compressão e tração. A formulação apresentava as seguintes restrições: taxa geométrica da armadura de tração e a relação entre taxa geométrica da armadura de compressão em relação à de tração. Os deslocamentos máximos eram verificados após a definição dos valores ótimos das variáveis. Caso as flechas fossem maiores dos que os valores admissíveis, eram aplicados incrementos até a rigidez da viga alcançar os valores mínimos necessários. A função objetivo era constituída pelas parcelas de concreto, aço e formas, e eram aplicadas a cada viga isoladamente, tendo como premissa de que a minimização do conjunto de vigas equivale a minimização da grelha como um todo. Entretanto, na proposta de Kripka (2003), a análise é realizada pelo modelo de grelhas. Assim, a estrutura do pavimento é otimizada como um todo. As variáveis de projetos e as restrições do modelo são idênticos aos que foram propostos por Soares e El Debs (1999).

Rodrigues Júnior (2005) afirma que estudos que abordam a otimização de estruturas de maneira integral, não apenas elementos isolados, são de suma importância, pois, estão mais próximos dos modelos estruturais utilizados nos projetos de estruturas de edifícios. Dessa forma, classes de problemas que abrangem as formulações de pórticos planos e espaciais são de extrema relevância. Além de incorporarem as restrições relacionadas à resistência da estrutura, as restrições associadas à rigidez da estrutura em sua totalidade influem na estabilidade global e na capacidade de contraentamento do sistema estrutural. Essas restrições devidas à rigidez da estrutura são, normalmente, empregadas na limitação do deslocamento lateral da estrutura, nas limitações das características dinâmicas e na carga crítica de instabilidade.

Spires e Arora (1990) optaram por desenvolver a análise pelo método dos elementos finitos. No estudo de caso realizado, a estrutura que era originalmente tridimensional foi substituída por um pórtico plano equivalente. As variáveis de projeto são: dimensões das seções transversais de vigas e pilares, adotadas como retangulares; e as armaduras longitudinais, admitidas de maneira simétrica e em posições pré-definidas nas seções dos elementos. A função

objetivo é formada pelas parcelas de custo do concreto, aço e formas. Entretanto, é válido ressaltar que foram adotados diferentes custos para o concreto de vigas e pilares. As restrições fixadas foram o deslocamento lateral, a frequência natural da estrutura, além das limitações das dimensões da seção transversal das vigas e pilares.

O trabalho de Moharrami e Grierson (1993) utilizou um critério de otimalidade para a otimização de pórticos planos. Cargas gravitacionais, englobando o peso próprio, e cargas horizontais geraram sete casos de carga a serem examinados na análise. Dentre os sete casos, dois são relacionados ao estado limite de serviço (ELS) e cinco ao estado limite último (ELU). As variáveis de projeto são as dimensões da seção transversal dos elementos estruturais e as armaduras longitudinais de vigas e pilares. As restrições estabelecidas são atreladas às resistências (compressão, flexão e cisalhamento) e aos deslocamentos verticais das vigas e aos deslocamentos horizontais da estrutura global.

Melo (2000) formulou um modelo de otimização de pórticos planos de concreto armado com análise desenvolvida pelo método dos elementos finitos. Sendo considerados a não-linearidade física e geométrica. As variáveis de projetos adotadas são a altura da seção transversal e as armaduras, superior e inferior, dos elementos que constituem a estrutura. As restrições são relativas à resistência e ao deslocamento, além da inclusão da restrição relacionada à carga crítica de instabilidade da estrutura e à fissuração.

Verifica-se que os métodos clássicos têm proeminência na literatura como a ferramenta de maior uso na otimização das estruturas. Entretanto, outros métodos probabilísticos, como os algoritmos genéticos, têm recebido grande esforço na comunidade acadêmica, com importantes trabalhos publicados a partir dos anos 2000 na área de estruturas.

Bastos (2004) definiu, no seu trabalho, que os Algoritmos Genéticos (AG's) são métodos de otimização e busca inspirados nos mecanismos de evolução das populações. Tais algoritmos acompanham o princípio da seleção natural e sobrevivência do mais apto, conforme a teoria apresentada por Charles Darwin, em 1859. O trabalho pioneiro nessa área foi de Holland (1975), que estudou a possibilidade de ser implementado um algoritmo apto a resolver problemas complexos, tendo como base o processo evolutivo encontrado na natureza. Assim, o seu trabalho procurou extrair os processos adaptativos dos sistemas naturais e formular ferramentas computacionais para representar sistemas artificiais que possuem os mecanismos dos sistemas naturais.

Balling e Yao (1997) estudou um modelo de pórtico espacial e realizou um estudo comparativo entre os métodos clássicos de programação matemática e os métodos probabilísticos, além de propor um modelo denominado método simplificado, que possui baixo

custo computacional. Adotou-se como variáveis de projeto as dimensões da seção transversal de todos os elementos estruturais, supondo serem retangulares, e a armadura total dos elementos. Os autores adotaram um modelo de otimização em multinível.

Silva (2001) desenvolveu em seu trabalho um modelo de otimização de pórticos planos, considerando as variáveis de projeto a altura da seção transversal e as armaduras superior e inferior dos elementos que constituem os pórticos. O método de otimização usado foi o método dos algoritmos genéticos, e as variáveis de projeto passam a ter valores discretos. As armaduras, por exemplo, são caracterizadas pelo diâmetro, número e posicionamento das barras na seção. São atribuídos valores múltiplos de 5cm para as alturas dos elementos.

Rafiq e Southcombe (1998) recomendaram uma nova formulação de projeto e detalhamento ótimo de pilares de concreto armado. O objetivo do estudo era maximizar a capacidade resistente e minimizar a área de aço para uma seção de concreto conhecida. As variáveis de projeto eram a quantidade, o diâmetro e a posição das barras em uma seção. As restrições fixadas eram de resistência, de geometria e de aspectos construtivos. Com a aplicação do método dos algoritmos genéticos para a otimização, verificou-se que esse método proporciona uma procura geral para apontar o detalhamento ótimo das barras.

Atrelado aos modelos de análise estrutural, é válido ressaltar a diferenciação, em complexidade e representação do comportamento real da estrutura, dos modelos antes e após o final do século XX. Essa diferenciação é devida, principalmente, ao desenvolvimento dos computadores e seu aperfeiçoamento ao longo das últimas décadas. A seguir, serão comentados sucintamente alguns trabalhos que abordam a temática da variabilidade dos possíveis modelos de análise estrutural, tendo como foco central a análise de pórticos sujeitos à carga horizontal.

Stamato e Stafford Smith (1968 *apud* BARROS, 2003) desenvolveram uma pesquisa onde foi estabelecido um processo de análise estrutural de edifícios de grande porte que permitem ser transformados em um conjunto de painéis verticais bidimensionais colocados em planos ortogonais ou oblíquos. Experimentaram tal processo e compararam entre três modelos distintos sujeitos a um mesmo carregamento horizontal. O exemplo realizado apresenta a considerável contribuição dos painéis transversais, quando parcelas das solicitações dos painéis paralelos ao vento são transferida a aqueles. No trabalho, foi desconsiderado qualquer carregamento vertical. Após a análise comparativa dos modelos, os autores observaram diferenças relevantes entre os resultados adquiridos através das análises dos três modelos. Dessa forma, o estudo evidenciou a possibilidade da ocorrência de resultados discrepantes ao analisar uma estrutura por diferentes métodos.

Stamato (1971 *apud* BARROS, 2003) fez a análise de estruturas de edifícios elevados, tendo como critério o caráter elástico para a distribuição das cargas de vento entre os diversos painéis verticais de contraventamento, travados ao nível das lajes entre si. Declarou que o critério da área de influência é insatisfatório, e mesmo tomando as medidas para atenuar a complexidade do problema tridimensional, faz-se necessário estabelecer um critério de distribuição da carga atrelado à rigidez dos painéis. A fim de propor alguns métodos, o autor explanou dois estudos de modelos estruturais: compatibilizado no topo e compatibilizado nos andares.

Fintel (1985) sustentou que a modelagem estrutural depende de fatores como o grau de importância do projeto e a altura da edificação. Apresentou diversos sistemas estruturais, além da gama de esforços solicitantes nas quais as estruturas poderiam ser submetidas, descrevendo mais detalhadamente três tipos de sistemas estruturas: pórticos, paredes estruturais e tubos. Para Fintel (1985), o sistema de estabilidade lateral a fim de resistir o carregamento horizontal pode ser constituído por qualquer um dos sistemas expostos, individuais ou combinados.

Fusco (1976) declarou que o grau de complexidade dos modelos de análise das estruturas está interligado ao nível de conhecimento do projetista e aos recursos disponíveis para o cálculo, ressaltou que o projetista possui limitações atreladas às simplificações que pode permitir, uma vez que não podem negligenciar o comportamento real da estrutura como um todo. A adequabilidade do modelo estrutural escolhido na análise da estrutura deve ser averiguada na realização de uma síntese estrutural, etapa essencial do projeto, mesmo que executada de maneira simples. Explanou que a maneira mais natural de alcançar uma modelagem estrutural da construção é por meio da análise das cargas que solicitam a estrutura. Tal modelagem é realizada fazendo-se uso do projeto arquitetônico como referência.

Lin e Stotesbury (1981) asseguraram, de maneira geral, que o sistema estrutural de uma edificação de múltiplos pavimentos é composto de subsistemas horizontais e verticais. Explanaram que os subsistemas horizontais necessitam ser suportados pelos verticais. Entretanto, os verticais não possuem uma estabilidade satisfatória, haja vista que são frequentemente esbeltos. Logo, faz-se necessário combinar esses subsistemas para alcançar um sistema estrutural eficiente.

Vasconcellos Filho (1981 *apud* BARROS, 2003) explanou sobre carregamentos e ações que geralmente são utilizadas na análise de uma estrutura, além de apresentar sistemas e modelos estruturais usados com mais frequência, tanto os de caráter mais simplista como os mais próximos da realidade. O autor salientou que após o lançamento da estrutura é

recomendável adotar um modelo estrutural capaz de representá-la da maneira mais fidedigna possível. Algumas hipóteses simplificadoras foram discutidas, como a realização da análise estrutural supondo a mesma já executada, uma vez que a estrutura boa parte do carregamento solicita a estrutura antes mesmo da sua conclusão. Ainda foi comentado em seu trabalho que a ação do vento ganha mais importância após a conclusão da edificação. O autor realizou análises estruturais de dois pórticos planos por meio de três diferentes modelos. Ao comparar os resultados, foi observado as grandes diferenças entre eles. Dessa forma, mostrou-se que as análises de uma estrutura podem apresentar valores discrepantes dependendo do modelo selecionado.

Soriano (1983 *apud* BARROS, 2003) afirmou ser minimamente possível modelar as estruturas de edificações com elevado gabarito de forma exata, haja vista que diversos aspectos podem ser considerados. Entretanto, foi apresentado o modelo tridimensional como muito versátil e com significativa capacidade de considerar diversos detalhes estruturais. Nesse mesmo trabalho, Soriano exemplificou com duas aplicações a análise com o modelo tridimensional com edifícios de 72 e 69,15 metros de altura.

Sussekind (1984) afirmou que as estruturas precisam ser concebidas de maneira a serem resistentes tanto às ações verticais como às horizontais, além de salientar que independentemente do número de pavimentos e das dimensões em planta, o subsistema de contraventamento deve ser analisado apropriadamente. Sussekind forneceu um modelo de análise estrutural de edifícios caracterizado pela consideração das lajes com rigidez infinita no plano horizontal, além da repartição do carregamento horizontal proporcional à rigidez de cada elemento constituinte desse subsistema.

Kripka (1990) abordou a importância da ação do vento na escolha de um sistema estrutural, quando os esforços oriundos das ações horizontais são tão relevantes quanto aos esforços oriundos do carregamento vertical. Kripka (1990) estudou a influência da sequência de carregamento e construção na análise estrutural de edifícios, além de tentar formular as melhores simulações para essas situações. O autor salientou que a ação do vento é menor em uma etapa intermediária de construção quando comparada com a edificação finalizada. Todavia, o inverso é verdadeiro para o carregamento vertical. Assim, o autor criou um programa para realização da análise tanto pelo processo convencional quanto pelo procedimento incremental construtivo. Realizou estudos em dois edifícios reais (11 e 23 pavimentos) e dois pórticos planos virtuais (4 e 36 pavimentos). Averiguou que o processo tradicional de análise leva a resultados de menor confiabilidade, haja vista que a comparação dos resultados com o modelo sequencial apresentava significativas discrepâncias.

Corrêa (1991) discorreu sobre as estruturas de concreto armado e salientou que a análise de uma estrutura precisa ser realizada por meio de um modelo realista, que apresente com veracidade e segurança o acompanhamento das ações que solicitam a estrutura, desde o ponto de aplicação das cargas até as fundações da estrutura. O autor executou a análise de algumas estruturas por meio de diferentes modelos, e os resultados obtidos demonstraram a possibilidade de haver discrepância entre os mesmos. Corrêa (1991) afirma que o projetista estrutural deve ter imensa cautela no processo de simplificação do modelo estrutural, além de ressaltar o fato do trabalho solidário entre as peças estruturais. Atrelado ao subsistema estrutural que resiste às ações horizontais, o autor declarou que é comum, na prática, uma concepção estrutural com painéis planos e que esse procedimento é satisfatório quando é aferida a simetria do carregamento e da estrutura. Caso as simetrias não sejam satisfeitas, recomenda-se a utilização de um sistema estrutural com modelo tridimensional. Corrêa (1991) fez uso do Método dos Elementos Finitos na discretização do sistema estrutural e implementação do modelo estudado.

Fonte (1992) pesquisou sobre a análise estrutural de edifícios altos de concreto armado, considerando a sua não-linearidade geométrica, por meio do modelo tridimensional. O autor salientou a necessidade e a viabilidade de executar análises não-lineares nas estruturas de edificações com elevado gabarito. Fonte (1992) afirmou que a análise estrutural das edificações pode ser realizada através de modelos de pórticos planos ou pórticos espaciais com laje, além de implementar um programa para análise não-linear de estruturas tridimensionais de edifícios. O autor estudou o comportamento não-linear de quatro distintas estruturas de concreto armado, que haviam sido projetadas da maneira tradicional. Em cada caso foi feita a análise por três diferentes modelos. Os resultados mostraram consideráveis diferenças entre os modelos para uma mesma estrutura.

Perez (1999 *apud* BARROS, 2003) pesquisou as possíveis diferenças entre os esforços obtidos de uma mesma edificação de grande porte analisada por nove distintos modelos estruturais, sendo cinco modelos aplicados ao carregamento vertical e quatro destinados ao carregamento horizontal. O autor dispôs de uma ampla e detalhada análise comparativa dos resultados adquiridos, tendo como objetivo elaborar as possíveis causas das igualdades ou desigualdades entre modelos. Além disso, o autor salientou alguns aspectos essenciais na elaboração dos modelos estruturais que podem não representar satisfatoriamente o comportamento real da estrutura, e como consequência, apresentarem resultados não confiáveis.

Davenport (2002) realizou um estudo sobre o tratamento dado às ações do vento desde meados da década de 50. O autor comentou que o grau de preocupação com os carregamentos horizontais nas estruturas aumentou com o aparecimento de edificações altas. Tal preocupação é oriunda, inicialmente, das vibrações nas estruturas que ocasionavam elevado desconforto para os ocupantes dos edifícios. Dessa forma, a influência das ações do vento foi fator limitante na concepção das edificações. Davenport (2002) afirma que a análise das ações do vento é dependente de vários fatores, como: tamanho, forma, altura e posição do edifício. Assim, haja vista que as edificações se tornam cada vez mais esbeltas, faz-se necessário a elaboração de sistemas estruturais mais adequados para resistir essas ações.

Barros (2003) afirmou que as estruturas quando calculadas com modelos distintos, sejam planos ou espaciais, podem apresentar resultados consideravelmente discrepantes. O autor analisou quatro estruturas distintas sujeitas a um carregamento horizontal, e cada uma foi analisada por quatro diferentes modelos, três planos e um tridimensional. O autor tomou o modelo tridimensional como base na análise comparativa, uma vez que se trata do modelo mais sofisticado, portanto, mais próximo do comportamento real da estrutura. Os modelos estudados foram: pórticos planos independentes com áreas de influência; pórticos planos independentes compatibilizados no topo; pórticos planos alinhados; pórticos espaciais. Os resultados mostraram que o primeiro modelo é o menos confiável, haja vista que sua essência está nos critérios geométricos na determinação do carregamento para cada painel, enquanto que os modelos dois e três apresentaram valores satisfatórios, sendo o modelo de pórticos compatibilizados no topo mais confiável em caso de estruturas fortemente assimétricas.

Por fim, Carneiro e Martins (2008) apresentaram os diversos tipos de contraventamentos normalmente utilizados, sejam para edifícios comuns ou para edificações mais complexas, sejam para estruturas de concreto ou metálica. Os autores salientam para a importância na integração entre a concepção arquitetônica e estrutural principalmente de edifícios altos, haja vista a importância da escolha do posicionamento dos elementos verticais e a continuidade estrutural ao longo da edificação, seja na formação de pórticos ou pela utilização da laje como diafragma rígido. Além disso, afirmaram que o incremento da altura das edificações determina o aumento da rigidez da estrutura. Carneiro e Martins (2008) concluem que, de maneira geral, para edificações urbanas, o sistema ideal será o de uma estrutura base em pilares auxiliada por um subsistema de contraventamento que resiste aos carregamentos horizontais.

1.4 Metodologia

A metodologia do presente trabalho foi baseada na fragmentação de etapas, a fim de facilitar o controle por parte dos envolvidos de como foi conduzida a execução do trabalho ao ser estabelecido cronograma, metas e indicadores.

Primeiramente, realizou-se uma etapa de revisão e aprendizagem dos fundamentos necessários para alcançar os objetivos propostos. Inicialmente, recapitulou-se o dimensionamento de estruturas de concreto armado submetida à flexo-compressão e ao cisalhamento segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014). Além das considerações de ações verticais em edificações correntes de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980), e das ações horizontais segundo à NBR 6123 (ABNT, 1988).

Posteriormente, a revisão foi direcionada para os fundamentos da análise estrutural para pórticos planos sujeitos às ações verticais e horizontais. Os métodos de análise estudados foram o método da rigidez direta (método dos elementos finitos) e para a análise dos efeitos das ações horizontais na estrutura, foi revisado o método dos pórticos compatibilizados no topo. É válido ressaltar a realização de uma revisão bibliográfica em diferentes trabalhos publicados que abordam os distintos modelos de análise de uma edificação conforme apresentado no item anterior.

Em seguida, foi proposto o estudo dos fundamentos de otimização para que seja possível compreender o problema de otimização. Assim, conceitos como função objetivo, variáveis de projeto e restrições foram observados.

A segunda etapa desse trabalho consistiu na formulação da análise paramétrica. A realização dessa etapa passou pela definição do problema, da função objetivo, das variáveis de projeto e das restrições. Em seguida, fez-se necessária a etapa de aquisição do domínio do programa de análise estrutural utilizado nesse trabalho, FAST. Uma vez que o programa de análise e os programas auxiliares estão implementados na linguagem de programação C++, fez-se necessário o aprendizado dessa linguagem.

A etapa seguinte foi a implementação computacional do método dos pórticos compatibilizados no topo para que pudesse ser determinada a distribuição das cargas horizontais, seguida pela análise estrutural dos pórticos para as ações horizontais. Por fim, a última etapa do trabalho consistiu na realização de uma análise de sensibilidade, por meio de um estudo paramétrico, de um edifício padrão encontrado em Araújo (2004).

1.5 Estrutura do trabalho

Ao longo do desenvolvimento do trabalho priorizou-se apresentar os assuntos sempre com a preocupação em atender uma sequência lógica de formação do conhecimento, graduando esse sempre do aspecto geral para o específico.

O trabalho está dividido em seis capítulos, sendo esses: introdução, ações nas estruturas, contraventamento, análise da estrutura de contraventamento, estudo de caso e conclusões. Cada capítulo está subdividido em itens com a finalidade de propiciar, de forma sequencial, a organização de toda a temática que será apresentada no trabalho. A seguir será exposta uma breve descrição de cada capítulo.

O primeiro capítulo apresenta as informações iniciais, a fim de expor o tema proposto e contextualizá-lo, sendo constituído pelos seguintes itens: justificativa, objetivos, revisão bibliográfica, metodologia e estrutura do trabalho.

O segundo capítulo envolve as ações que solicitam as estruturas e suas possíveis combinações de atuação. O Capítulo é composto pelos itens a seguir: estados limites, ações, coeficientes de ponderação das ações, combinações das ações e ação do vento.

O terceiro capítulo trata do subsistema estrutural de contraventamento em uma edificação. Este capítulo aborda os itens: tipos de contraventamento e estabilidade global da estrutura;

O quarto capítulo contempla os aspectos atrelados à análise da estrutura de contraventamento e descreve a implementação computacional realizada ao longo deste trabalho. O capítulo é formado pelos seguintes itens: método dos pórticos planos compatibilizados no topo e implementação computacional;

O capítulo cinco apresenta o estudo de caso realizado no presente trabalho. Compõe o capítulo os respectivos itens: descrição da edificação, dados de entrada, resultados e estudo paramétrico;

O capítulo seis dispõe das conclusões do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

2 AÇÕES NAS ESTRUTURAS

No presente capítulo será abordado o tema relacionado a ações atuantes nas estruturas. Serão apresentados os conceitos atrelados aos estados limites último e de serviço das estruturas, à natureza das ações que poderão atuar ao longo da vida útil da estrutura, aos coeficientes de ponderação das ações, às possíveis combinações das ações e, por fim, como foco principal do trabalho, serão tratados os principais aspectos relacionados à ação do vento.

2.1 Estados limites

Segundo Araújo (2010), uma estrutura deve ser projetada para atender, além dos aspectos econômicos e estéticos, os seguintes requisitos atrelados à qualidade:

- a) Segurança: inserido em um nível de segurança preestabelecido, a estrutura necessita suportar as ações que lhe serão impostas ao longo de sua vida útil, inclusive durante a fase construtiva, sem a ocorrência de ruptura ou perda do equilíbrio estático;
- b) Bom desempenho em serviço: expostas às condições normais de utilização, as deformações da estrutura devem ser suficientemente pequenas, a fim de: não causar danos inaceitáveis em elementos não estruturais, não afetar o uso da edificação ou a sua aparência, além de não causar desconforto aos usuários. Além disso, deve-se atentar para o grau de fissuração na estrutura que não deve afetar o uso, a aparência da estrutura e a proteção da armadura;
- c) Durabilidade: a estrutura projetada deve ser permanentemente preservada em bom estado de conservação sob as influências ambientais previstas, sem necessidade de reparos de alto custo ao longo de sua vida útil.

Para estruturas com algumas especificidades são determinadas condições intrínsecas, como a exigência de resistência ao fogo, à explosão, ao impacto ou às ações sísmicas, ou ainda exigências relacionadas à estanqueidade, ao isolamento térmico ou acústico. Entretanto, quando algum dos requisitos relacionados aos itens (a) e (b) não é satisfatoriamente atendido, considera-se que um estado limite foi alcançado.

De acordo com Lins (2010), os modelos de cálculo dos estados limites começaram a serem adotados pela NBR 6118 a partir da publicação de 1978, tendo como padrão a proposta do modelo da CEB/FIP, de 1972, que é caracterizada pela combinação dos métodos dos estados limites e dos probabilísticos.

No primeiro método, a análise da segurança de uma estrutura é verificada pela comparação das solicitações com os esforços resistentes nas seções dos elementos estruturais. É válido salientar que as solicitações são majoradas por coeficientes de segurança, enquanto que a resistência dos materiais da seção de um elemento estrutural é minorada por coeficientes minoradores. O segundo método considera variáveis os parâmetros de segurança, tendo como base um valor característico que considera a aleatoriedade das variáveis envolvidas na segurança da estrutura.

O método adotado na NBR 6118 (ABNT, 2014) é descrito como um método de estados limites semiprobabilístico, haja vista a impossibilidade de tratar completamente a estatística de todos os valores que estão atrelados a segurança da estrutura de concreto. Entretanto, esse método substituiu satisfatoriamente os métodos clássico adotados anteriormente no projeto de estruturas. Nestes métodos, são aferidas as solicitações (momento fletor, força cortante e força normal) correspondentes às cargas máximas de serviço, calcula-se, então, as tensões máximas correspondentes a essas solicitações, tendo como hipótese um comportamento completamente elástico dos materiais, assim, as tensões máximas são limitadas a uma fração da resistência dos materiais (tensões admissíveis), sendo, assim, a segurança da estrutura garantida.

Carvalho e Figueiredo Filho (2014) apontam algumas restrições desses métodos. Primeiramente, uma vez que os valores envolvidos são fixos, isto é, determinísticos, as grandezas são empregadas com seus valores máximos, que raramente são alcançados ao longo da vida útil da estrutura, podendo ocasionar um superdimensionamento. Além disso, os autores destacam que há situações em que as solicitações não são proporcionais às ações, onde um pequeno aumento das ações pode gerar um elevado aumento das solicitações.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) subdivide os estados limites em Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço, na qual cada estado leva em conta distintas considerações quanto à aplicação e aos objetivos.

2.1.1 Estado limite último

Este estado está relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação, no todo ou em parte, do uso da estrutura. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- a) Perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;

- b) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, por causa de solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição dos esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica e admitindo, de maneira geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais;
- c) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, em seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura por meio das solicitações dinâmicas;
- e) Colapso progressivo;
- f) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012);
- g) Esgotamento de capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a NBR 15421 (ABNT, 2006);
- h) Outros que, eventualmente, possam ocorrer em casos especiais.

2.1.2 Estado limite de serviço

Este estado está atrelado ao conforto do usuário e à durabilidade da estrutura, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas. Os estados limites de serviço estão divididos na NBR 6118 (ABNT, 2014) em:

- a) Estado limite de formação de fissuras (ELS-F): estado em que se inicia a formação de fissuras;
- b) Estado limite de abertura de fissuras (ELS-W): estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos valores máximos especificados no item 13.4.2 da respectiva norma;
- c) Estado limite de deformação excessiva (ELS-DEF): estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para utilização normal da estrutura;
- d) Estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE): estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos pela norma;
- e) A norma apresenta no item 3.2 outros estados limites de serviços referentes exclusivamente às estruturas de concreto protendido.

2.2 Ações

Carneiro e Martins (2008) definem ações como qualquer agente que produza tensões e deformações na estrutura e qualquer fenômeno que afete os materiais, de maneira geral, reduzindo a sua resistência. Seguindo essa vertente a NBR 6118 (ABNT, 2014) define as ações como qualquer influência, ou conjunto de influências, capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em uma estrutura. No capítulo 11 desta norma, destaca-se que na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em análise, sendo considerado os possíveis estados limites últimos e os estados limites serviços, conforme descritos anteriormente.

Em função de sua variabilidade ao longo do tempo, as ações podem ser categorizadas, de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003), como ações permanentes, variáveis e excepcionais.

2.2.1 Ações permanentes

São ações que ocorrem com valores constantes, ou de pequena variabilidade, durante toda a vida útil da construção. É válido explicar que são consideradas ações permanentes, também, as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante. Tais ações devem ser consideradas com seus valores mais desfavoráveis para a segurança e essas são divididas em ações permanentes diretas e indiretas.

As ações permanentes diretas são ações constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelos pesos dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes. Os valores dos primeiros, assim como as massas específicas dos materiais de construção usuais, são expostos na NBR 6120 (ABNT, 1980). Os pesos das instalações permanentes são calculados com os valores nominais indicados pelos fornecedores.

As ações permanentes indiretas, por sua vez, são ações constituídas pelas deformações impostas por retrações e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão.

2.2.2 Ações variáveis

São ações que ocorrem com valores que sofrem significativas variações durante a vida útil da edificação. As ações variáveis podem ser classificadas como diretas e indiretas.

As ações variáveis diretas são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da água. As ações variáveis indiretas são oriundas das variações uniformes e não uniformes de temperatura e por ações dinâmicas. Em relação às ações dinâmicas, quando a estrutura estiver sujeita a choques ou vibrações devido às suas condições de uso, os respectivos efeitos devem ser levados em conta na determinação das solicitações.

2.2.3 Ações excepcionais

As ações excepcionais são ações que têm uma duração excessivamente curta e uma probabilidade de ocorrência demasiadamente pequena durante a vida útil da edificação. No projeto de estruturas específicas, essas ações devem ser consideradas no projeto, tais como: explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes, sismos excepcionais.

2.3 Coeficientes de ponderação das ações

Aos coeficientes de ponderação é atribuída como principal finalidade majorar as ações atuantes nas estruturas. A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta o coeficiente de ponderação das ações como o produto de três coeficientes, conforme a Equação 2.1.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (2.1)$$

Onde:

γ_{f1} : coeficiente que considera a variabilidade das ações;

γ_{f2} : coeficiente que considera a simultaneidade de atuação das ações;

γ_{f3} : coeficiente que considera os possíveis desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto em relação às solicitações.

Tais coeficientes podem ser combinados de diversos modos, a fim de proporcionar uma gama de combinações, simulando diversos casos de carregamento relativos tanto aos estados limites últimos como aos de serviço. Além disso, como as ações consideradas no projeto podem ser de várias naturezas, o índice do coeficiente γ_f pode ser adaptado para identificar a ação considerada, como: γ_g (ações permanentes), γ_q (ações diretas acidentais), γ_p (ações de protensão), γ_e (ações indiretas).

2.3.1 Coeficientes de ponderação para os estados limites últimos

Os valores dos coeficientes de ponderação para a verificação dos estados limites últimos são expostos nas Tabelas 1 e 2.

Tabela 1 - Valores do coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

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

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 2 - Valores do coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Edifícios residenciais.
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Onde:

Ψ_0 : é o fator de redução de combinação para o estado limite último;

Ψ_1 : é o fator de redução de combinação frequente para o estado limite de serviço;

Ψ_2 : é o fator de redução de combinação quase permanente para o estado limite de serviço.

2.3.2 Coeficientes de ponderação para os estados limites de serviço

Para o estado limite de serviço o coeficiente de ponderação das ações é, em geral, igual a γ_{f2} , uma vez que esse coeficiente possui valor variável de acordo com as combinações a serem verificadas. O coeficiente γ_{f2} é formado, no estado limite de serviço, pelos fatores de redução Ψ_1 e Ψ_2 que estão apresentados na Tabela 2. Em que:

- a) $\gamma_{f2} = 1$ para combinações raras.
- b) $\gamma_{f2} = \Psi_1$ para as combinações frequentes;
- c) $\gamma_{f2} = \Psi_2$ para as combinações quase permanente.

2.4 Combinações das ações

Em uma estrutura, as ações atuantes são diversas. Um carregamento é, então, definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura entre um período previamente estabelecido. As combinações das ações têm como objetivo principal solicitar a estrutura de maneira a determinar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos deve ser realizada em função das combinações últimas, enquanto que atreladas aos estados limites de serviço devem ser executadas em função das combinações de serviço.

2.4.1 Combinações últimas

As combinações últimas têm como peculiaridade a atuação das ações permanentes com seus valores característicos majorados. A NBR 8681 (ABNT, 2003) classifica as combinações últimas em: normais, especiais ou de construção e excepcionais.

2.4.1.1 Combinações últimas normais

Tais combinações preveem a ponderação por coeficientes majoradores das ações permanentes, diretas e indiretas. Em cada combinação última normal, uma das ações variáveis é considerada como principal, atuando com seu valor característico, enquanto que as outras ações variáveis são consideradas como secundárias, atuando com seus valores reduzidos. As combinações últimas normais são dadas pela conforma a Equação 2.2.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk} \quad (2.2)$$

Onde:

F_d : valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} : ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$: ações indiretas permanentes e variáveis;

F_{qk} : ações variáveis diretas;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$: coeficientes dispostos na Tabela 1;

$\Psi_{0j}, \Psi_{0\varepsilon}$: coeficientes dispostos na Tabela 2.

2.4.1.2 Combinações últimas especiais ou de construção

Para estas combinações vale a mesma combinação descrita no item anterior, tendo como diferença central o coeficiente de redução Ψ_0 substituído por Ψ_2 quando a atuação da ação principal tiver duração excessivamente curta, conforme a Equação 2.3. Logo, nessas combinações devem constar as ações permanentes, a ação variável especial com seu valor característico, além das outras ações variáveis com seus valores reduzidos de combinação.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \Psi_{2j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk} \quad (2.3)$$

Onde:

F_d : valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} : ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$: ações indiretas permanentes e variáveis;

F_{qk} : ações variáveis diretas;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$: coeficientes dispostos na Tabela 1;

$\Psi_{2j}, \Psi_{0\varepsilon}$: coeficientes dispostos na Tabela 2.

2.4.1.3 Combinações últimas excepcionais

Nestas combinações diferencia-se a consideração da ação excepcional como ação variável principal, compondo a expressão com seu valor característico, enquanto que as outras ações variáveis secundárias são minoradas pelos coeficientes de redução, de acordo com a Equação 2.4. Tais combinações enquadram os casos de sismo, incêndio e colapso progressivo, entre outros.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + F_{q1exc} + \gamma_q \cdot \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk} \quad (2.4)$$

Onde:

F_d : valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} : ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$: ações indiretas permanentes e variáveis;

F_{qk} : ações variáveis diretas;

F_{q1exc} : ação excepcional;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$: coeficientes dispostos na Tabela 1;

$\Psi_{2j}, \Psi_{0\varepsilon}$: coeficientes dispostos na Tabela 2.

No caso das ações excepcionais, também, Ψ_0 pode ser substituído por Ψ_2 quando a atuação da ação principal tem duração excessivamente curta.

2.4.2 Combinações de serviço

As combinações de serviço têm como peculiaridade a atuação das ações permanentes com seus valores característicos sem majoração. A NBR 8681 (ABNT, 2003) classifica as combinações de serviço em: quase permanentes, frequentes e raras, dependendo do tempo de permanência na estrutura.

2.4.2.1 Combinações quase permanentes de serviço

Nestas combinações são levadas em conta a atuação de forma representativa nas estruturas, ou seja, atuam durante grande parte da vida útil das mesmas. A consideração dessas combinações é requerida na verificação do estado limite de deformação excessiva, tendo como principal característica a consideração das ações variáveis com seus valores reduzidos pelo fator de redução Ψ_2 , conforme a Equação 2.5.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} \cdot F_{qj,k} \quad (2.5)$$

Onde:

$F_{d,ser}$: valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{gk} : ações permanentes diretas;

F_{qk} : ações variáveis diretas;

Ψ_2 : fator de redução da combinação quase permanente.

2.4.2.2 Combinações frequentes de serviço

Nestas combinações de serviço, as ações se repetem diversas vezes ao longo da vida útil da estrutura, tendo a sua consideração necessária na verificação dos estados limites de formação e abertura de fissuras e de vibrações excessivas, além de poderem ser consideradas para verificações de estados limites de deformações excessivas oriundas de vento ou temperatura. Nas combinações frequentes de serviço, conforme demonstrada na Equação. 2.6, a ação variável principal é adotada com seu valor frequente, enquanto que as demais ações variáveis são utilizadas com seus valores quase permanentes.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{q1,k} + \sum \Psi_{2j} \cdot F_{qj,k} \quad (2.6)$$

Onde:

$F_{d,ser}$: valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{gk} : ações permanentes diretas;

F_{qk} : ações variáveis diretas;

$F_{q1,k}$: ação variável principal;

Ψ_1 : fator de redução da combinação frequente;

Ψ_2 : fator de redução da combinação quase permanente.

2.4.2.3 Combinações raras de serviço

Por fim, nas combinações raras de serviço, as ações ocorrem poucas vezes ao longo de toda a vida da estrutura, fazendo-se necessária a sua consideração na verificação do estado limite de formação de fissuras. Nessas combinações, a ação variável principal é adotada com seu valor característico e as demais ações variáveis com seus valores frequentes, de acordo com a Equação 2.7.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + F_{q1,k} + \sum \Psi_{1j} \cdot F_{qj,k} \quad (2.7)$$

Onde:

$F_{d,ser}$: valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{gk} : ações permanentes diretas;

F_{qk} : ações variáveis diretas;

$F_{q1,k}$: ação variável principal;

Ψ_1 : fator de redução da combinação frequente.

2.5 Ação do vento

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), as estruturas, mesmo as mais simplificadas, estão sempre sujeitas, além das ações gravitacionais, às ações laterais oriundas, principalmente, das ações dos ventos. O vento, por sua vez, tem uma formação dependente de diversos fatores meteorológicos que não é o foco desse trabalho, entretanto, um fenômeno é de suma importância ao levar-se em conta no cálculo da estrutura, o caráter aleatório do vento. Por esse motivo, no projeto estrutural de uma edificação, a orientação adotada do vento deve ser sempre a mais desfavorável para a estrutura.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que os esforços oriundos da ação do vento devem ser sempre considerados, devendo esses serem determinados de acordo com o que está estabelecido pela NBR 6123 (ABNT, 1988). A seguir será descrito o processo de cálculo que aferem a força solicitante do vento nas estruturas.

Inicialmente, é válido salientar que a pressão dinâmica do vento, ou pressão de obstrução, é correspondente à velocidade característica, que é a velocidade utilizada em projeto, em condições normais de temperatura (15°C) e pressão (1 atm). Tal correspondência pode ser aferida pelo teorema de Bernoulli, conforme a Equação 2.8.

$$q_{vento} = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (2.8)$$

Onde:

q_{vento} : pressão dinâmica do vento (N/m²);

V_k : velocidade característica do vento (m/s).

De maneira geral, a velocidade do vento em uma edificação é calculada em função do local da edificação, do tipo de terreno, da altura da edificação, da rugosidade do terreno e da finalidade da edificação. A NBR 6123 (ABNT, 1988) determina que o cálculo da velocidade característica deve ser realizado a partir da velocidade básica do vento, por meio da Equação 2.9.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (2.9)$$

Onde:

V_0 : velocidade básica do vento;

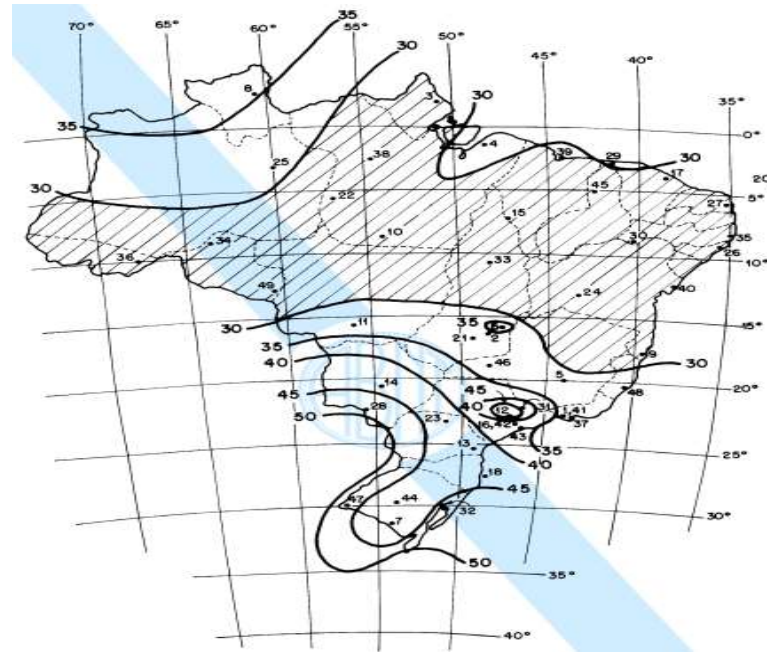
S_1 : fator topográfico;

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

S_3 : fator estatístico.

O primeiro termo da Equação 2.9, a velocidade básica do vento, é obtida por meio de um mapa de isoplelas do Brasil, a Figura 1 apresenta esse mapa. A norma afirma algumas considerações a respeito das velocidades fornecidas, são elas: velocidade básica de uma rajada de 3 segundos, período de retorno de 50 anos, excedida em média uma vez em 50 anos, medida em uma altura de 10 metros e em terreno plano, em campo aberto e sem obstruções.

Figura 1 - Mapa de isopletas de vento



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Os demais termos da Equação 2.9 são determinados pela norma, conforme será abordado em seguida.

2.5.1 Fator topográfico

Tal fator considera as variações do relevo do terreno, abordando três situações distintas: terreno plano ou pouco acidentado, talude e morros, além de salientar a situação de vale protegido em que há diminuição da velocidade do vento. Para cada situação, o fator assume os seguintes valores:

- Terreno plano ou pouco acidentado: $S_1 = 1,0$;
- Vales protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$;
- Em pontos de encosta de morros e taludes: $S_1 = 1,0$;
- Em pontos de topo de morros e taludes, o fator é dado pela Equação 2.10, que pode variar de acordo com a declividade.

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 1,0 && \text{para } \theta < 3^\circ \\
 S_1 &= 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot \text{tg}(\theta - 3) \geq 1 && \text{para } 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \\
 S_1 &= 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1 && \text{para } \theta \geq 45^\circ \quad (2.10)
 \end{aligned}$$

Onde:

S_1 : fator topográfico;

z : altura medida a partir da superfície do terreno;

d : diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

θ : inclinação média do talude ou encosta do morro.

2.5.2 Fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

Este fator leva em consideração o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação.

2.5.2.1 Rugosidade do terreno

O efeito da rugosidade do terreno considera os fatores particulares da edificação em relação à sua dimensão e à presença ou não de obstáculos. A NBR 6123 (ABNT, 1988) classifica a rugosidade em cinco categorias. Tais categorias são classificadas em:

- a) Categoria I - superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;
- b) Categoria II - terrenos abertos em nível ou com poucos obstáculos isolados, tendo cota média do topo dos obstáculos uma altura menor ou igual a 1,0 m;
- c) Categoria III - terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tendo como cota média do topo dos obstáculos uma altura igual a 3,0 m;
- d) Categoria IV - terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada, tendo como cota média do topo dos obstáculos uma altura igual a 10,0 m. Esta categoria inclui, também, zonas com obstáculos maiores e que ainda não são considerados categoria V;
- e) Categoria V - terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados, tendo cota média do topo dos obstáculos uma altura maior ou igual a 25,0 metros.

2.5.2.2 Dimensões das edificações

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), a velocidade do vento varia de maneira contínua, e o seu valor pode ser calculado sobre qualquer intervalo de tempo. Verificou-se que o intervalo mais curto das medidas usuais (3 segundos) corresponde a rajadas cujas dimensões envolvem obstáculos de até 20 m na direção do vento. Essa norma afirma, que quanto maior o intervalo de tempo usado no cálculo da velocidade média, maior será a distância abrangida pela rajada. Foram determinadas três classes de edificações, partes de edificações e seus elementos, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de 3, 5 e 10 segundos. Essas classes são divididas em:

- a) Classe A - todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 metros;
- b) Classe B - toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros;
- c) Classe C - toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.

2.5.2.3 Altura sobre o terreno

O fator S_2 utilizado no cálculo da velocidade característica do vento em uma altura z acima do nível do terreno é aferido pela Equação 2.11.

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (2.11)$$

Onde:

F_r : fator de rajada correspondente sempre à categoria II;

b : parâmetro meteorológico;

p : expoente da lei potencial de variação do fator S_2 .

Todos esses parâmetros que influenciam no cálculo do fator S_2 são expostos na Tabela 3, variando pela classificação da categoria e classe.

Tabela 3 - Parâmetros do fator S_2

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

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

2.5.3 Fator estatístico

Por fim, o fator S_3 está baseado em conceitos de cunho estatísticos, levando-se em conta, também, o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Como exposto anteriormente, a velocidade básica é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio de 50 anos, ou seja, a probabilidade de que a velocidade básica seja igualada ou excedida neste período é de 63%. Este nível de probabilidade e a vida útil adotados são adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis e afins. A norma recomenda que na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações, os valores mínimos do fator S_3 são os expostos na Tabela 4.

Tabela 4 - Valores mínimos do fator estatístico

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

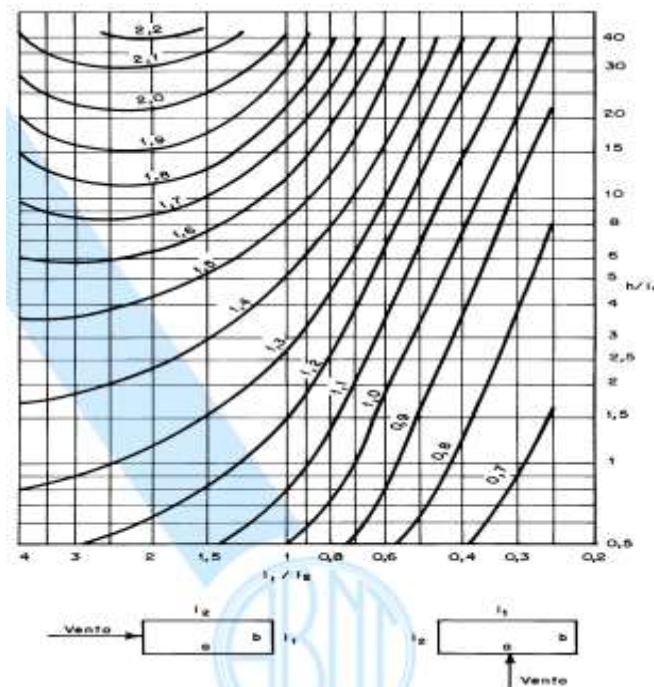
Uma vez calculados os fatores, logo a velocidade característica do vento, pode-se aferir a pressão de obstrução, conforme a Equação 2.8. Posteriormente, pode-se determinar a força de arrasto, que é a ação do vento perpendicular a uma determinada superfície, obtida em função do coeficiente de arrasto C_d .

2.5.4 Coeficiente de arrasto

Este coeficiente é usado na análise da força global na estrutura, de acordo com o item 6.3 da NBR 6123 (ABNT, 1988), podendo variar de 0,7 até 2,2, dependendo da forma da edificação. Trata-se de uma quantidade adimensional, logo, só pode ser aferida por grandezas igualmente sem dimensões.

Para o vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma determinada edificação retangular em planta e assente no terreno, deve ser usado o gráfico apresentado na Figura 2 ou, para o caso de vento de alta turbulência, a norma disponibiliza outro gráfico. Verifica-se que os coeficientes de arrasto são dados em função das relações h/l_1 e l_1/l_2 , onde h é a altura da edificação acima do terreno, medida até o topo da platibanda ou nível do beiral, l_1 é a largura da edificação, dimensão horizontal perpendicular à direção do vento e l_2 é a profundidade da edificação, dimensão na direção do vento.

Figura 2 - Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

2.5.5 Excentricidades

Ainda para as edificações paralelepípedicas, a NBR 6123 (ABNT, 6123) orienta considerar no projeto os seguintes aspectos: as forças devido ao vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas e as excentricidades causadas pela ação oblíqua do vento ou por efeitos de vizinhança, que possam provocar esforços de torção.

Os esforços de torção advindos de excentricidades são calculados por meio da consideração das forças de arrasto agindo com excentricidades em relação ao eixo vertical geométrico, tanto na direção do maior lado, como na direção do menor lado. A Equação 2.12 apresenta as expressões das excentricidades para as edificações sem efeitos de vizinhança, enquanto que a Equação 2.13 para as edificações com efeitos de vizinhança.

$$\begin{aligned} e_a &= 0,075 \cdot a \\ e_b &= 0,075 \cdot b \end{aligned} \quad (2.12)$$

$$\begin{aligned} e_a &= 0,15 \cdot a \\ e_b &= 0,15 \cdot b \end{aligned} \quad (2.13)$$

Onde:

a : medida do menor lado;

b : medida do maior lado;

e_a : excentricidade na direção do menor lado;

e_b : excentricidade na direção do maior lado.

2.5.6 Força de arrasto do vento

A força do vento atuante em uma superfície de uma edificação é considerada sempre perpendicular a esta. A força global oriunda da ação do vento consiste no somatório de todas as parcelas incidentes nas diversas superfícies que compõe um edifício. A componente da força de global na direção do vento é a força de arrasto, obtida a partir da Equação 2.14.

$$F_a = C_a \cdot q_{vento} \cdot A_e \quad (2.14)$$

Onde:

F_a : força de arrasto do vento;

q_{vento} : pressão dinâmica do vento (N/m^2);

A_e : área efetiva frontal, ou seja, área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural, sobre um plano perpendicular à direção do vento.

3 CONTRAVENTAMENTO

É válido salientar, inicialmente, duas definições básicas. A primeira é que a estrutura de um edifício é um sistema tridimensional, formado pela associação de elementos lineares e bidimensionais, alocados, geralmente, em planos horizontais e em planos verticais.

A segunda definição está atrelada à estrutura de contraventamento. Carneiro e Martins (2008) definem esta estrutura como uma estrutura auxiliar organizada para resistir às ações extemporâneas que podem surgir nos edifícios, tendo como principal função aumentar a rigidez da edificação, permitindo-a resistir às ações horizontais, sendo os grandes responsáveis pela segurança das estruturas de edifícios altos.

Entretanto, os autores afirmam que mesmo em edifícios de baixo porte tais estruturas podem ser de suma importância, principalmente ao tratar-se de edificações com grandes áreas resistida por uma estrutura de esbeltez elevada. De maneira resumida, os autores concluem que as estruturas de contraventamentos têm como razão de ser dois pontos fundamentais:

- a) Necessidade de limitar os deslocamentos horizontais das estruturas, quer seja para a restrição ou inibição do aparecimento dos efeitos de 2ª ordem, quer seja para verificação dos estados limites;
- b) Necessidade de absorver forças excepcionais, como sismo e vento, para as quais a estrutura principal não está habilitada, ou ainda outras forças secundárias cuja natureza é indireta.

Dessa forma, pode-se verificar que a função dos contraventamentos está atrelada tanto à mobilidade da estrutura como à resistência dessa.

3.1 Tipos de contraventamento

Vários tipos de contraventamento podem ser distinguidos, tendo como base, principalmente, as suas diferentes formas de comportamento quando as estruturas são submetidas a ações horizontais. Este item tem como finalidade principal expor diversos tipos de concepção das estruturas de contraventamento, pretendendo-se analisar os principais sistemas estruturais utilizados em edifícios contraventados e avaliar as suas possibilidades e limitações, argumentando o mais recomendável a cada um dos casos típicos. Entretanto, essa abordagem não tem como pretensão ser exaustiva.

De maneira resumida, os tipos mais comuns de contraventamentos são: pórticos, parede estruturais, paredes estruturais associadas a pórticos, núcleos e tubos, treliças. É válido salientar, também, que o tipo de material tem elevado grau de importância.

3.1.1 Pórticos

Os pórticos, normalmente, poderão garantir a resistência às ações horizontais apenas nos casos de edifícios de pequeno porte, ou caso sejam utilizados concomitante a outros elementos com maior rigidez. Caso este sistema seja escolhido, o seu desempenho pode ser melhorado por meio da inclusão de ligações rígidas entre as vigas e pilares que compõem o pórtico de contraventamento, pretendendo-se, assim, obter um conjunto de pórticos verticais rígidos com a altura aproximadamente igual a altura do edifício. As vigas contraventadas, por sua vez, podem ser consideradas rotuladas nos pilares. Dessa forma, as ações horizontais que atuam no plano do piso são transferidas aos pórticos através da rigidez da laje de cada andar.

De maneira geral, não é eficiente que todos os pilares participem do subsistema de contraventamento, haja vista que tal fato ocasionaria uma elevada complexidade no cálculo. Por este motivo, os pilares são, normalmente, classificados em duas categorias: pilares contraventados e pilares de contraventamento. Os pilares da primeira categoria são tratados como pertencentes a uma estrutura onde os deslocamentos podem ser desprezados. Dessa forma, a estrutura de contraventamento deve assegurar a validade dessa hipótese.

Em virtude dessa hipótese, a estrutura de contraventamento deve ter rigidez suficiente para que os deslocamentos não afetem a segurança dos pilares contraventados, possibilitando o tratamento destes como pertencente a uma estrutura indeslocável. Uma vez que tal hipótese é garantida, pode-se efetivamente garantir a estabilidade global da edificação, caso contrário, não se pode admitir a estrutura como contraventada e todos os pilares devem ser tratados como pertencentes a elementos estruturais de nós móveis. O item 3.2 aborda com mais detalhes a deslocabilidade da estrutura de contraventamento.

3.1.2 Paredes estruturais

Neste tipo de contraventamento, a resistência às ações laterais é garantida por um sistema constituído pelas lajes da edificação e pelas próprias paredes. Haja vista a elevada rigidez das lajes, estas comportam-se como diafragmas rígidos, transmitindo para as paredes estruturais os esforços oriundos das ações horizontais. Essa distribuição, por sua vez, é

dependente da rigidez do diafragma, da posição do centro de massa e do centro de rigidez do sistema estrutural do edifício.

De acordo com Carneiro e Martins (2008), estas paredes estruturais podem resistir tanto ao cisalhamento como à flexão, dependendo da sua geometria e suas condições de contorno. É válido salientar que a análise de paredes estruturais com aberturas constitui-se um dos aspectos mais complexos no processo de dimensionamento, haja vista que as aberturas introduzem complexidade na análise do seu comportamento estrutural, influenciando diretamente no perfil de deformação e na redução da resistência à flexão e ao cisalhamento. Tendo como foco a análise estrutural, a presença de aberturas nas paredes torna o problema consideravelmente hiperestático, dificultando a determinação das tensões e deformações nas proximidades destas aberturas.

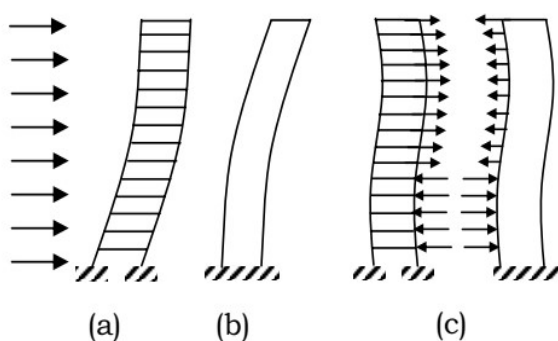
3.1.3 Paredes estruturais associadas a pórticos

De acordo com Vasconcelos (1985 *apud* Rodrigues Júnior, 2005), os sistemas aporticados associados a paredes estruturais proporcionam estruturas mais econômicas quando comparadas com estruturas constituídas unicamente por pórticos. Além do fator econômico, o aspecto da rigidez lateral inviabiliza a estrutura aporticada por exigir um número inaceitável de pilares internos.

A eficiência da associação desses sistemas deve-se aos modos de deformação distintos das estruturas aporticadas e das paredes estruturais, conforme demonstra a Figura 3.

Figura 3 - Associação de pórticos e paredes estruturais

(a) pórtico, (b) parede estrutural e (c) sistema associado



Fonte: Rodrigues Júnior, 2005.

Segundo Carneiro e Martins (2008), na parede estrutural, os deslocamentos laterais são resultantes do efeito somatório das deformações por flexão (Figura 3b). Entretanto, no

pórtico, as deformações são oriundas exclusivamente por deformações de cisalhamento (Figura 3a). Dessa forma, na imposição da compatibilidade dos deslocamentos laterais das duas estruturas em cada pavimento, as forças de interação são como demonstra a Figura 3c.

Verifica-se que nos pavimentos inferiores, o pórtico sujeito às ações horizontais, tem os seus deslocamentos contidos pela parede estrutural, o que faz os deslocamentos laterais do primeiro sistema diminuírem devido aos deslocamentos do segundo. Para os pavimentos superiores, o pórtico passa a ser o responsável em conter os deslocamentos da parede estrutural, sendo justamente esta colaboração recíproca a responsável por tornar o conjunto mais rígido.

3.1.4 Núcleos e tubos

Um núcleo resistente quando definido como um conjunto de paredes estruturais dispostas perpendicularmente e com dimensões em planta reduzidas diante da planta do piso, é considerado um dos principais elementos constituintes dos sistemas estruturais de edifícios de múltiplos pavimentos, conferindo à estrutura um considerável acréscimo de rigidez, nas duas direções principais da estrutura. Os tubos, por sua vez, associam esta propriedade com a resistência à torção, haja vista a sua disposição em planta ser da ordem de grandeza da própria estrutura, dirimindo modos de rotação global da mesma.

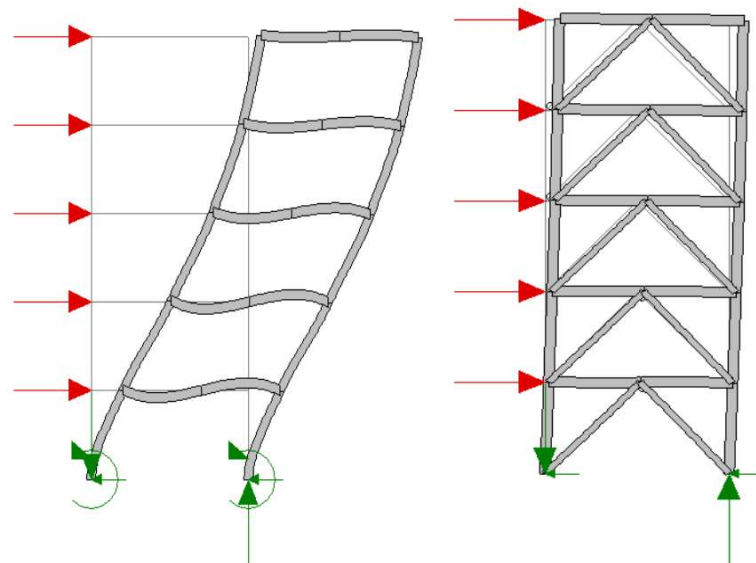
Dessa forma, são denominados de núcleos estruturais os elementos de elevada rigidez, constituídos pela associação tridimensional de paredes retas e curvas, formando seções transversais abertas ou parcialmente fechadas. Estes elementos são usualmente posicionados nas áreas centrais dos edifícios, como: em torno das escadas, de elevadores, de depósitos ou dos espaços reservados para a instalação de tubulação hidráulica ou elétrica. É válido salientar, também, que os núcleos estruturais ganham importância à medida que a altura da edificação é aumentada.

3.1.5 Trelças

Para edifícios com elevado gabarito somente a ligação contínua de vigas com pilares pode não aferir a rigidez requerida para a estabilidade. A fim de atenuar esta problemática, existe outro tipo de composição estrutural, que são os pórticos enrijecidos por contraventamentos, ou diagonais que prendem de um nó ao outro, fazendo-os indeslocáveis. Embora este recurso possa ser utilizado em estruturas de concreto armado, a funcionalidade mais adequada é para as estruturas metálicas, que não faz parte do escopo deste trabalho.

Vale-se salientar que a estabilidade estrutural deste sistema é obtida por meio de contraventamentos verticais ao invés de ligações rígidas entre vigas e pilares. A estrutura, então, adquire rigidez através dos efeitos de tração e compressão nas diagonais, além dos efeitos adicionais de tração e compressão nas colunas adjacentes aos contraventamentos. A Figura 4 ilustra esta sistemática.

Figura 4 - Travamento realizado por treliça



Fonte: Carneiro e Martins, 2008.

Por fim, segundo Khan (1974 *apud* Rodrigues Júnior, 2005), as estruturas de concreto armado cujos vãos e pés-direitos com dimensões usuais são economicamente viáveis, possuem adequada rigidez lateral caso os sistemas estruturais utilizados forem:

- a) Pórticos, planos ou espaciais, em edifícios de até 20 pavimentos;
- b) Pórticos, planos ou espaciais, com paredes estruturais em edifícios de até 50 pavimentos;
- c) Tubos aporticados em edifícios de até 50 pavimentos;
- d) Tubo dentro de tubos em edifícios de até 60 pavimentos.

3.2 Estabilidade global da estrutura

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009), os esforços calculados a partir da geometria inicial da estrutura, sem deformação, são denominados efeitos de primeira ordem, enquanto que os esforços oriundos da deformação da estrutura são chamados de efeito de segunda ordem.

Quando os efeitos de segunda ordem são levados em consideração, a análise é conduzida a uma não-linearidade entre as ações e deformações, que devido à sua origem é conhecida como não-linearidade geométrica. A fissuração e fluência do material concreto ocasionam outro tipo de não-linearidade na análise estrutural, que é denominada de não-linearidade física.

A partir das deformações existentes nas estruturas é possível calcular os efeitos de segunda ordem, que segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), podem ser categorizadas em efeitos globais, locais e localizados de segunda ordem.

Dessa forma, a eficiência dos sistemas de contraventamento das estruturas de concreto armado tem sido avaliada de acordo com parâmetros de sensibilidade aos efeitos de segunda ordem. Tais parâmetros indicam se a estrutura deve ser classificada como de nós fixos ou de nós móveis, indicando se os efeitos globais de segunda ordem podem ou não ser desprezados na análise.

O item 15.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) define que as estruturas são aferidas, para efeito de cálculo, como estruturas de nós fixos, quando os deslocamentos dos nós são pequenos, por consequência, os efeitos globais de segunda ordem podem ser desprezados, normalmente, são inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem. Para estas estruturas, faz-se necessário considerar somente os efeitos locais e localizados de segunda ordem.

O mesmo item da norma define as estruturas de nós móveis como estruturas nas quais os deslocamentos horizontais não são pequenos, conseqüentemente, os efeitos globais de segunda ordem são consideráveis, normalmente, são superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem. Para tais estruturas, deve-se considerar tanto os esforços globais de segunda ordem como os locais e localizados.

A norma expõe dois parâmetros que tem como finalidade principal avaliar se na análise da estrutura deve ser considerado ou não o efeito global de segunda ordem. Os parâmetros α e γ_z são os responsáveis por verificar a possibilidade de dispensa da consideração de tais efeito, classificando, dessa forma, a estrutura em nós móveis ou nós fixos.

3.2.1 Parâmetro de instabilidade α

Segundo Vasconcelos (1986 *apud* Rodrigues Júnior, 2005) o primeiro parâmetro de sensibilidade aos efeitos globais de segunda ordem foi idealizado por Albert Beck e incluído no CEB de 1978. Esse parâmetro, que é oriundo dos estudos de instabilidade de barras de Euler,

absolve a influência do número de pavimentos, dos momentos de inércia da estrutura de contraventamento e da carga vertical total nas fundações.

Assim, uma estrutura reticulada pode ser considerada de nós fixos caso o parâmetro de instabilidade α for menor do que α_1 , de acordo com as expressões 3.1.

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}}$$

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \quad \text{se } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,60 \quad \text{se } n \geq 4 \quad (3.1)$$

Onde:

n : número de níveis de barras horizontais, pavimentos, acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

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

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

$E_{cs} I_c$: somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

Para as estruturas de pórticos, de treliças ou 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.

O valor limite 0,6 descrito para $n \geq 4$ pode ser aumentado para 0,7 quando a estrutura de contraventamento é composta somente por pilares-parede. Quando essa estrutura é composta somente por pórticos, esse limite deve ser reduzido para 0,5. E para estruturas de contraventamento composta pela associação de pilares-parede e pórticos o limite é 0,6.

A rigidez equivalente, por sua vez, é a rigidez equivalente de um pilar de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura que a estrutura real, e que ao ser submetido ao carregamento horizontal da estrutura, apresenta o mesmo deslocamento horizontal do topo.

A fim de calcular a rigidez equivalente de um pórtico ou de um pilar de seção variável, é possível a aplicação de uma força horizontal F_H no topo do pórtico ou pilar. Sendo U o deslocamento obtido na direção da força, a rigidez equivalente EI_{eq} é dada pela Equação 3.2.

$$El_{eq} = \frac{F_H \cdot H_{tot}^3}{3 \cdot U} \quad (3.2)$$

Por fim, é válido salientar que o parâmetro de instabilidade α tem sido utilizado, essencialmente, como uma restrição de projeto, haja vista que os projetistas ao fazerem uso deste parâmetro, normalmente, almejam atender os limites estabelecidos por α_1 , sendo permitido, assim, desprezar os efeitos globais de segunda ordem.

3.2.2 Coeficiente γ_z

O segundo critério para verificação da influência dos esforços globais de segunda ordem é o coeficiente γ_z . Trata-se de um processo menos simplificado quando comparado ao parâmetro de instabilidade α , haja vista a consideração, no cálculo dos momentos, o carregamento horizontal incidente, e não somente a sua geometria e o seu carregamento vertical.

O coeficiente γ_z pode ser calculado a partir dos resultados oriundos da análise de primeira ordem para cada caso de carregamento. O valor de γ_z é calculado de acordo com a Equação 3.3.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (3.3)$$

Onde:

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

$\Delta M_{tot,d}$: somatório 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, adquiridos da análise de primeira ordem.

A partir da obtenção do valor do coeficiente γ_z pode-se classificar a estrutura em nós móveis ou nós fixos. A NBR 6118 (ABNT, 2014) considera que caso a condição $\gamma_z \leq 1,10$

seja atendida, a estrutura é considerada de nós fixos, podendo assim desprezar os efeitos globais de segunda ordem.

Essa norma permite, também, utilizar o coeficiente γ_z na avaliação aproximada dos esforços globais de segunda ordem. Este processo, que é válido para estruturas regulares, consiste na avaliação dos esforços finais, soma dos efeitos de primeira ordem e segunda ordem, a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento adotado por $0,95\gamma_z$. Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,3$, caso contrário deve-se adotar um método mais rigoroso.

Para o cálculo da relação entre momento de segunda ordem e momento de tombamento, devem ser utilizados os esforços no estado limite último, conforme a Equação 3.4. Neste trabalho, o vento foi considerado como ação variável principal.

$$\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} = \frac{\gamma_f * \sum_{i=1}^n (\gamma_f * P_{gi} + \Psi_0 * \gamma_f * P_{qi}) * \delta_{hki}}{\gamma_f * \sum_{i=1}^n H_{vi} * h_i} = \frac{\sum_{i=1}^n (\gamma_f * P_{gi} + \Psi_0 * \gamma_f * P_{qi}) * \delta_{hki}}{\sum_{i=1}^n H_{vi} * h_i} \quad (3.4)$$

Onde:

i : número do pavimento considerado;

n : número do total de pavimentos do edifício;

γ_f : coeficiente de majoração das cargas no estado limite último;

P_{gi} : resultante vertical da carga permanente no andar i ;

Ψ_0 : fator de redução de combinação para estado limite último para ações variáveis secundárias;

P_{qi} : resultante vertical da ação acidental considerada no andar i ;

δ_{hki} : deslocamento horizontal na direção considerada do andar i , para valores característicos das ações horizontais;

H_{vi} : ação do vento resultante no andar i ;

h_i : distância do andar i até a base do edifício ou do seu ponto de engastamento.

Por fim, deve-se salientar que a NBR 6118 (ABNT, 2014) permite a utilização do coeficiente γ_z para avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais, somente para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares.

4 ANÁLISE DA ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO

Aferir os esforços nas estruturas de contraventamento, para um determinado carregamento, é um processo que pode ser realizado por meio de diferentes métodos e modelos, tais como: modelo de pórticos planos e modelo de pórtico espacial. Uma das maiores dificuldades na análise do subsistema estrutural de contraventamento é a repartição das cargas horizontais atuantes para os painéis que compõem esse subsistema.

Ao tratar-se de processos de cálculo mais precisos, faz-se necessário levar em conta a interação entre os diversos andares da estrutura, realizando a análise do movimento relativo das várias lajes da edificação. Esse tipo de processo é essencial quando a estrutura de contraventamento for constituída pela associação de elementos com comportamentos distintos, por exemplos, pórticos e paredes estruturais. Para esses casos, Araújo (2010) afirma que a resposta da estrutura é consideravelmente influenciada pelas forças de interação que ocorrem para compatibilizar os deslocamentos dos diversos elementos componentes.

Todavia, uma vez que o subsistema de contraventamento seja formado por elementos que apresentam o mesmo comportamento estrutural, pode-se fazer uso de um processo simplificado. Tal fato ocorre quando a estrutura de contraventamento é formada exclusivamente por pórticos, ou exclusivamente por paredes estruturais.

Dentro dos processos de cálculo mais precisos, encontra-se a análise estrutural com modelo de pórtico espacial, de baixa eficiência no processo de otimização, por isso, esse processo de cálculo está fora do escopo deste trabalho. Dentro das alternativas simplificadas, pode-se encontrar o modelo de pórticos planos. Arelados ao modelo de pórticos planos existem alguns métodos para distribuição das ações horizontais nos painéis de contraventamento, que são amplamente difundidos, por exemplo, o método da área de influência e dos pórticos compatibilizados.

O método da área de influência é um processo simples e intuitivo para o cálculo, onde é considerado a carga do vento uniforme em cada pavimento e a carga em cada painel diretamente proporcional à área de influência do pórtico na fachada. Esse método apresenta resultados satisfatórios para edifícios com geometria extremamente regular e painéis com rigidezes semelhantes. Todavia, tais hipóteses são dificilmente atendidas nas edificações atuais. O segundo método, que é o método dos pórticos planos compatibilizados no topo, será explanado no item seguinte.

4.1 Método dos pórticos planos compatibilizados no topo

Neste método, diferentemente do método da área de influência, a rigidez dos painéis de contraventamento são levados em consideração na distribuição das ações horizontais, onde elementos mais rígidos recebem mais cargas, quando comparado aos elementos menos rígidos.

Embora, nesse método a interação entre os diversos níveis de lajes sejam desprezadas, o que não ocorre em métodos mais precisos, para o método dos pórticos planos compatibilizados adota-se para os painéis de contraventamento uma rigidez equivalente para um andar característico, que para este trabalho será o último pavimento, haja vista que no topo os deslocamentos horizontais são máximos. Dessa forma, observa-se a origem da nomenclatura do presente método, pórticos planos compatibilizados no topo.

Além disso, é importante salientar, que para o método dos pórticos planos compatibilizados no topo, as lajes são consideradas perfeitamente rígidas no seu próprio plano, de maneira que nenhum movimento relativo ocorre neste plano, somente movimentos de corpo rígido. É considerado, também, que os pórticos de contraventamento só são solicitados por cargas atuantes no seu plano vertical, apresentando rigidez nula na direção perpendicular a esse plano, tornando-se desprezível, também, a rigidez à torção.

A seguir será exposto, conforme Melo (2017), a metodologia implementada no presente trabalho para a distribuição das ações horizontais nos painéis de contraventamento pelo método dos pórticos planos compatibilizados no topo.

1) Definição dos painéis de contraventamento.

Inicialmente, define-se os painéis de contraventamento empregados na estrutura do edifício, que no presente trabalho será composta somente por pórtico. Nesta etapa, fazem-se necessários os seguintes procedimentos:

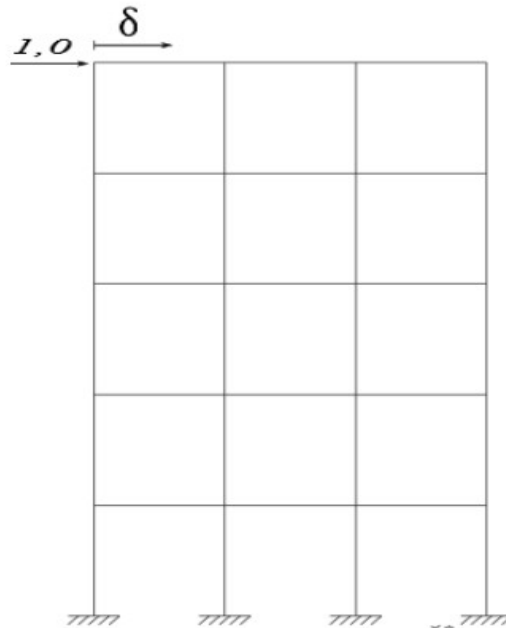
- a) Identificação das dimensões dos elementos de cada pórtico;
- b) Determinação das coordenadas de referência x_i e y_i , normalmente, atreladas ao centro de gravidade do pórtico em planta e sendo o subscrito i referente à numeração do pórtico;
- c) Determinação do ângulo de orientação α_i em relação a um eixo de orientação.

2) Determinação da rigidez axial, ou rigidez de mola de cada pórtico.

Nesta etapa, define-se a rigidez axial de um pórtico a partir da aplicação de uma carga nodal unitária no último pavimento e obtendo o deslocamento do nó de aplicação da força

(Figura 5) por meio de algum método de análise de estruturas, por exemplo, no presente trabalho foi utilizado o Método da Rigidez Direta (MRD), através do programa FAST. É válido ressaltar que para a obtenção do deslocamento no pórtico a partir da carga aplicada, é necessária a consideração do módulo de elasticidade do material escolhido, no caso, concreto.

Figura 5 - Aplicação da carga unitária para obtenção da rigidez axial de um pórtico



Fonte: Melo, 2017.

Após a obtenção do deslocamento, por meio da Equação 4.1, pode-se determinar a rigidez axial do pórtico.

$$\bar{k}_i = \frac{1,0}{\delta_i} \quad (4.1)$$

Onde:

\bar{k}_i : rigidez axial do pórtico i ;

1,0: carga unitária aplicada;

δ_i : deslocamento horizontal do pórtico i .

3) Montagem da matriz de rigidez associada aos deslocamentos do pavimento.

Primeiramente, nesta etapa, deve-se determinar para cada pórtico de contraventamento a sua matriz de rigidez relativa aos deslocamentos do pavimento, de acordo com a Equação 4.2.

$$[k_i] = \bar{k}_i \begin{bmatrix} c_i^2 & c_i s_i & c_i(x_i s_i - y_i c_i) \\ c_i s_i & s_i^2 & s_i(x_i s_i - y_i c_i) \\ c_i(x_i s_i - y_i c_i) & s_i(x_i s_i - y_i c_i) & (c_i s_i - y_i c_i)^2 \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

Onde:

$[k_i]$: matriz de rigidez do pórtico i ;

c_i : cosseno do ângulo de orientação α_i ;

s_i : seno do ângulo de orientação α_i ;

x_i : coordenada de referência em relação ao eixo y ;

y_i : coordenada de referência em relação ao eixo x .

Após a obtenção da matriz de rigidez de cada pórtico, deve-se calcular a matriz de rigidez do pavimento através do somatório da matriz de cada pórtico constituinte da estrutura de contraventamento, de acordo com a Equação 4.3.

$$[k] = \sum_{i=1}^n [k_i] \quad (4.3)$$

Onde:

$[k]$: matriz de rigidez do pavimento;

$[k_i]$: matriz de rigidez do pórtico i ;

n : número de pórticos no pavimento.

4) Determinação do vetor de forças externas no sistema global do pavimento

O vetor de forças externas, aplicadas no nível do pavimento em relação aos deslocamentos do mesmo, é dado pela seguinte Equação 4.4.

$$\{f\} = \begin{pmatrix} F_x \\ F_y \\ F_y \cdot e_x - F_x \cdot e_y \end{pmatrix} \quad (4.4)$$

Onde:

F_x : força horizontal na direção x ;

F_y : força horizontal na direção y ;

e_x : excentricidade em relação ao eixo y ;

e_y : excentricidade em relação ao eixo x .

5) Obtenção dos deslocamentos do pavimento.

A partir da determinação da matriz de rigidez do pavimento e das forças externas no pavimento, pode-se aferir os deslocamentos no pavimento, a partir da equação de equilíbrio, segundo a Equação 4.5. Nota-se que a resolução da equação pode ser realizada por qualquer método de solução de sistemas lineares.

$$[k]\{u\} = \{f\} \quad (4.5)$$

Onde:

$[k]$: matriz de rigidez do pavimento;

$\{u\}$: vetor de deslocamentos do pavimento no sistema global;

$\{f\}$: vetor de forças externas.

6) Obtenção dos deslocamentos no sistema local.

Após a obtenção do deslocamento do pavimento no sistema global, deve-se transpor os deslocamentos para o sistema local de cada pórtico, de acordo com a Equação 4.6.

$$\bar{u}_i = [T]_i\{u\} \quad (4.6)$$

Onde:

\bar{u}_i : deslocamento no pórtico i no sistema local;

$\{u\}$: vetor de deslocamentos do pavimento no sistema global;

$[T]_i$: matriz de transformação do pórtico i .

7) Cálculo da força em cada pórtico de contraventamento.

Após o cálculo do deslocamento de cada pórtico no sistema local, pode-se obter a força em cada pórtico, conforme a Equação 4.8.

$$\bar{g}_i = \bar{k}_i \cdot \bar{u}_i \quad (4.8)$$

Onde:

\bar{u}_i : deslocamento no pórtico i no sistema local;

\bar{k}_i : rigidez axial do pórtico i ;

\bar{g}_i : força no pórtico i .

8) Determinação da proporção da força em relação à força total no pavimento.

Depois de determinada a força atuante em cada pórtico, pode-se calcular a percentagem da força total que o pórtico recebe. Nesta etapa, basta a realização do cálculo da proporção da força no último pavimento, e a repetição desta proporção para os demais pavimentos, em ambas as direções, conforme a Equação 4.9.

$$\begin{aligned} P_{i,x} &= \frac{\overline{g_{i,x}}}{F_x} \\ P_{i,y} &= \frac{\overline{g_{i,y}}}{F_y} \end{aligned} \quad (4.9)$$

Onde:

\overline{g}_i : força no pórtico i ;

F_x : força horizontal na direção x;

F_y : força horizontal na direção y;

$P_{i,x}$: proporção da força na direção x que o pórtico i recebe;

$P_{i,y}$: proporção da força na direção y que o pórtico i recebe.

4.2 Implementação computacional

Para a realização do presente trabalho, fez-se necessário o desenvolvimento de alguns programas, além da integração desses com o programa de análise FAST, a fim de tornar mais eficiente o processo. Os programas, que serão apresentados a seguir, foram desenvolvidos na linguagem C++, a escolha da linguagem é justificada pelo fato do programa de análise já estar implementado nessa linguagem

Os programas desenvolvidos ao longo deste trabalho foram: programa Carga de Vento, programa Distribuição da Carga de Vento, programa Gerador de Pórtico, programa Parâmetros de Estabilidade e o programa Volume de Material. Grande parte destes programas são atrelados ao programa de análise FAST. A seguir serão apresentados os principais aspectos relacionados aos programas utilizados neste trabalho.

4.2.1 FAST

FAST é um programa utilizado na análise de diversos tipos de estrutura, por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF). O programa é desenvolvido pelo Laboratório de Mecânica Computacional e Visualização (LMCV) da Universidade Federal do Ceará (UFC). O programa foi implementado na linguagem C++ usando o paradigma da Programação Orientada à Objetos, trata-se de um programa descendente direto do programa FEMOOP desenvolvido pela PUC-Rio.

A fim de fazer uso do FAST para a análise da estrutura, o usuário deve ter o conhecimento da estrutura necessária ao arquivo de entrada do programa, dado na extensão *.dat*. Para o presente trabalho, uma vez que a estrutura a ser analisada era somente de pórticos planos, foi necessário a inserção dos seguintes dados no arquivo de entrada: número de nós dos pórticos, identificação e determinação das coordenadas dos nós, condições de apoio, definição do tipo e a caracterização do material, número de elementos, identificação dos elementos e indexação dos nós iniciais e finais para cada elemento, definição do carregamento atuante.

4.2.2 Gerador de Pórtico

Uma vez que o número de análises a serem feitas são elevadas, foi desenvolvido um programa que proporcione a geração automática dos arquivos de entrada para os diferentes pórticos e carregamentos, tornando o processo de análise estrutural mais eficiente.

Na entrada do programa são definidos aspectos como: número de pavimentos, pé direito, número de prumadas de pilares, caracterização do material utilizado, dimensões das seções das vigas e pilares, além da descrição do carregamento atuante na estrutura.

4.2.3 Carga de Vento

A fim de tornar mais eficiente o cálculo da carga de vento atuante em uma estrutura, desenvolveu o programa Carga de Vento. Esse programa permite calcular a força total aplicada em cada andar de uma edificação, em duas direções perpendiculares entre si. O programa segue o processo exposto na NBR 6123 (ABNT, 1988), conforme exposto anteriormente no corpo deste trabalho.

Na entrada do programa são definidos aspectos como: velocidade básica do vento, fator topográfico, rugosidade do terreno, a classe da edificação, fator estatístico, dimensões em planta da edificação, coeficiente de arrasto.

4.2.4 Distribuição da Carga de Vento

Tendo como finalidade principal automatizar a execução do método dos pórticos planos compatibilizados no topo, foi desenvolvido o programa Distribuição da Carga de Vento. Neste programa, foi implementado a sistemática apresentada no item 4.1.

Na entrada do programa são inseridos os seguintes parâmetros: coordenadas dos painéis de contraventamento em relação aos eixos principais da edificação, ângulo de orientação de cada painel, além da leitura do deslocamento do pórtico de contraventamento para a aplicação de uma carga unitária.

É válido salientar que o método de solução do sistema linear relacionado à equação de equilíbrio (4.5), foi a regra de Cramer, que consiste na solução de um sistema de equações lineares em termos de determinantes.

4.2.5 Parâmetros de Estabilidade

A fim possibilitar o cálculo dos parâmetros discutidos nos itens 3.2.1 e 3.2.2, de forma mais eficiente, foi desenvolvido o programa Parâmetros de Deslocabilidade, que tem como objetivo aferir se a estrutura de contraventamento em estudo encontra-se acima ou abaixo dos valores limites estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014), tendo como foco central, determinar se a estrutura é de nós fixos ou de nós móveis.

Como parâmetros de entradas são inseridos: número de pórticos de contraventamento em cada direção, carga estimada da laje de piso e laje de forro, área da laje de piso e da laje de forro, leitura dos deslocamentos em cada pórtico, leitura das forças atuantes em cada pavimento e cada pórtico.

4.2.6 Volume de Material

Por fim, tendo como foco a automatização do cálculo do volume de material empregado no subsistema de contraventamento, foi desenvolvido o programa Volume de

Material, uma vez que este valor será de suma importância na análise de sensibilidade do estudo de caso realizado neste trabalho.

Na entrada do programa são inseridos os seguintes parâmetros: leitura da quantidade de pórticos de contraventamento, número de pavimentos, altura total da estrutura, número de prumadas de pilares, distância entre prumadas, dimensões das seções de vigas e pilares.

5 ESTUDO DE CASO

5.1 Descrição da edificação

A análise de sensibilidade de uma estrutura de contraventamento em relação à sua deslocabilidade, com a utilização dos recursos descritos anteriormente, será realizada em uma estrutura modelo baseada no exemplo desenvolvido por Araújo (2004). A partir da edificação exposta ao longo do seu trabalho serão obtidos os elementos necessários para a modelagem da estrutura, de maneira satisfatória, haja vista as informações, encontradas no livro, em relação à arquitetura, concepção estrutural, cálculo das ações atuantes nas estruturas, entre outros.

5.1.1 Descrição arquitetônica

A edificação a ser analisada caracteriza-se por ser um edifício residencial de múltiplos pavimentos, este fator torna o edifício representativo e oportuno para a realização do estudo de caso. Araújo (2004) afirma que embora o edifício possua arquitetura simplificada, este contém os elementos básicos presentes na maioria das edificações. Dessa maneira, o projeto estrutural desta edificação aborda todas as etapas do projeto de um edifício de médio porte.

O edifício é composto por um pavimento térreo mais oito pavimentos tipo, uma casa de máquina e um reservatório superior, totalizando um gabarito de 30,7 m. As suas dimensões em planta são aproximadamente 11,23 m e 17,15 m. O pavimento térreo possui o estacionamento, além de ser a entrada para os pavimentos superiores.

É válido salientar, também, que em cada pavimento tipo, há dois apartamentos semelhantes, tornando tanto a arquitetura como a estrutura mais simétricas. O apartamento apresenta ambientes comumente encontrados na maioria das edificações residenciais de múltiplos pavimentos, por exemplo, área de serviço, banheiro, cozinha, dormitórios, sacada e sala.

Todas as plantas relativas à arquitetura do edifício em análise estão expostas no anexo A. Constam no anexo as seguintes plantas: planta baixa do pavimento térreo (Figura 19), planta baixa do pavimento tipo (Figura 20), planta baixa do telhado (Figura 21), corte longitudinal (Figura 22) e um corte transversal (Figura 23).

5.1.2 Descrição da estrutura

O sistema estrutural do edifício em estudo está baseado na concepção convencional de lajes maciças apoiadas em vigas de seção retangular, as quais estão apoiadas em pilares, também de seção retangular, onde o contraventamento do edifício é feito exclusivamente por pórticos. Araújo (2004) primou, na escolha das dimensões dos elementos estruturais, pela maior uniformidade possível das dimensões, o que facilitaria a execução e propiciaria o reaproveitamento de formas.

Para todas as lajes do edifício foi adotada a espessura de 10 cm. As larguras das seções das vigas do pavimento tipo foram adotadas almejando ocultar dentro das paredes, sempre que possível. Dessa forma, inicialmente, determinou-se que para as vigas embutidas em paredes de 15 cm de espessura, a largura seria de 12 cm, enquanto que para as vigas locadas em paredes de 25 cm, a largura seria de 20 cm.

O autor definiu que as vigas de 20 cm de largura participariam do subsistema de contraventamento, sendo responsáveis por aferir a Estabilidade horizontal do edifício, além de absolver os esforços horizontais oriundos do vento. Para estas vigas, a altura adotada, inicialmente, foi de 60 cm.

As vigas com largura de 12 cm fazem parte da estrutura contraventada, tendo como finalidade principal absolver parcela do carregamento vertical. Para estas vigas, foi adotada altura de 40 cm, uma vez que os vãos máximos são da ordem de 4 a 5 m. Excetua-se desta regra, a viga situada na porta do elevador que possui largura de 12 cm e altura de 60 cm, que o autor definiu por facilidade construtiva.

Os pilares, por sua vez, foram escolhidos de maneira a causarem o menor efeito possível na concepção arquitetônica. As dimensões das seções dos pilares foram definidas com base na estimativa do carregamento, por meio do processo das áreas de influência. Todavia, os pilares que constituem a estrutura de contraventamento foram definidos com seções maiores, haja vista a necessidade do aumento de rigidez dos pórticos de contraventamento. Dessa forma, foram adotados, inicialmente, pilares com seção de 20 cm x 50 cm para a maioria dos pilares, e para os pilares que iriam suportar, também, o reservatório, pilares com seção de 20 cm x 70 cm.

Todas as plantas relativas à concepção estrutural inicial do edifício em análise estão detalhadas no anexo B. Constam no anexo as seguintes plantas: planta de formas do térreo (Figura 24), detalhamento em dois cortes (Figura 25 e Figura 26), planta de formas do

pavimento tipo (Figura 27), planta de formas da cobertura (Figura 28), planta de formas da mesa de motores (Figura 29) e planta de formas do teto da casa de máquinas (Figura 30).

5.1.3 Descrição dos materiais da estrutura

Uma vez que a estrutura a ser analisada é de concreto armado, dois materiais devem ser especificados para os elementos estruturais, o aço e o concreto. Quanto ao aço, o autor salienta que apesar da existência de uma grande variedade de diâmetros, é boa prática dentro do projeto estrutural reduzir o número de diâmetros empregados no projeto, haja vista que a maior uniformização dos diâmetros empregados proporcionam maior aproveitamento das sobras, reduzindo perdas, além de dirimir a possibilidade de trocas na execução da estrutura.

Na escolha da resistência à compressão do concreto, o autor segue em conformidade com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), haja vista que este parâmetro está atrelado à classe de agressividade ambiental à qual a estrutura está sujeita. O edifício foi classificado com classe de agressividade ambiental I, devido às seguintes razões: edifício de apartamentos residenciais com ambiente interno seco; estrutura revestida com argamassa e pintura, não tendo concreto aparente; garagem seca, ou seja, garagem não situada em subsolo úmido; laje de sacada revestida com argamassa e piso cerâmico, além da existência da drenagem, que será capaz de evitar o acúmulo de água da chuva.

Dessa maneira, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a classe de resistência mínima requerida para o concreto, neste caso, é a classe C20, ou seja, resistência característica do concreto à compressão de 20 MPa aos 28 dias de idade. O autor salienta que para casos específicos como a estrutura do reservatório e a estrutura de fundação, é mais prudente adotar a classe de agressividade ambiental II. Assim, a classe de resistência mínima requerida para o reservatório é a classe C25.

Assim, no projeto em estudo, adotou-se o concreto com classe C25 para toda a estrutura, classe de agressividade ambiental II para o reservatório e a fundação, classe de agressividade ambiental I para o restante da estrutura.

5.2 Dados de entrada

Neste item, serão discutidos e apresentados os principais dados de entradas que possibilitarão o estudo do edifício modelo. O item foi subdividido de acordo com os parâmetros principais para execução dos programas apresentados no item 4.2.

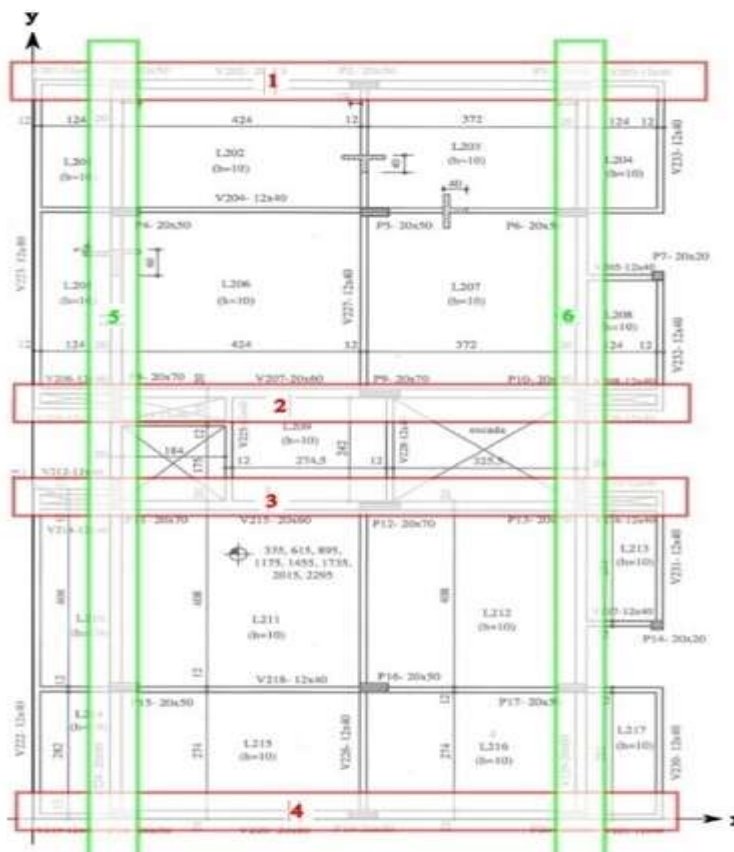
5.2.1 Dados de entrada do programa Gerador de Pórticos

Os principais parâmetros de entrada para este programa são os atributos geométricos dos pórticos e o material constituinte dos mesmos, além das cargas atuantes nos pórticos.

Primeiramente, foi convencionada a numeração dos pórticos de contraventamento, conforme apresentado na Figura 6, a fim de tornar mais organizado e eficiente a realização do estudo de caso.

Segundo a direção x, o subsistema de contraventamento é formado pelos pórticos que contêm os pilares (P1, P2, P3 – Pórtico 1), (P8, P9, P10 – Pórtico 2), (P11, P12, P13 – Pórtico 3), (P18, P19, P20 – Pórtico 4), enquanto que os pórticos formados pelos pilares (P4, P5, P6) e (P15, P16, P17) são pórticos contraventados. Segundo a direção y, o contraventamento é formado pelos pórticos que contêm os pilares (P18, P15, P11, P8, P4, P1 – Pórtico 5), (P20, P17, P13, P10, P6, P3 – Pórtico 6), enquanto que os pórticos formados pelos pilares (P19, P16, P12) e (P9, P5, P2) são contraventados.

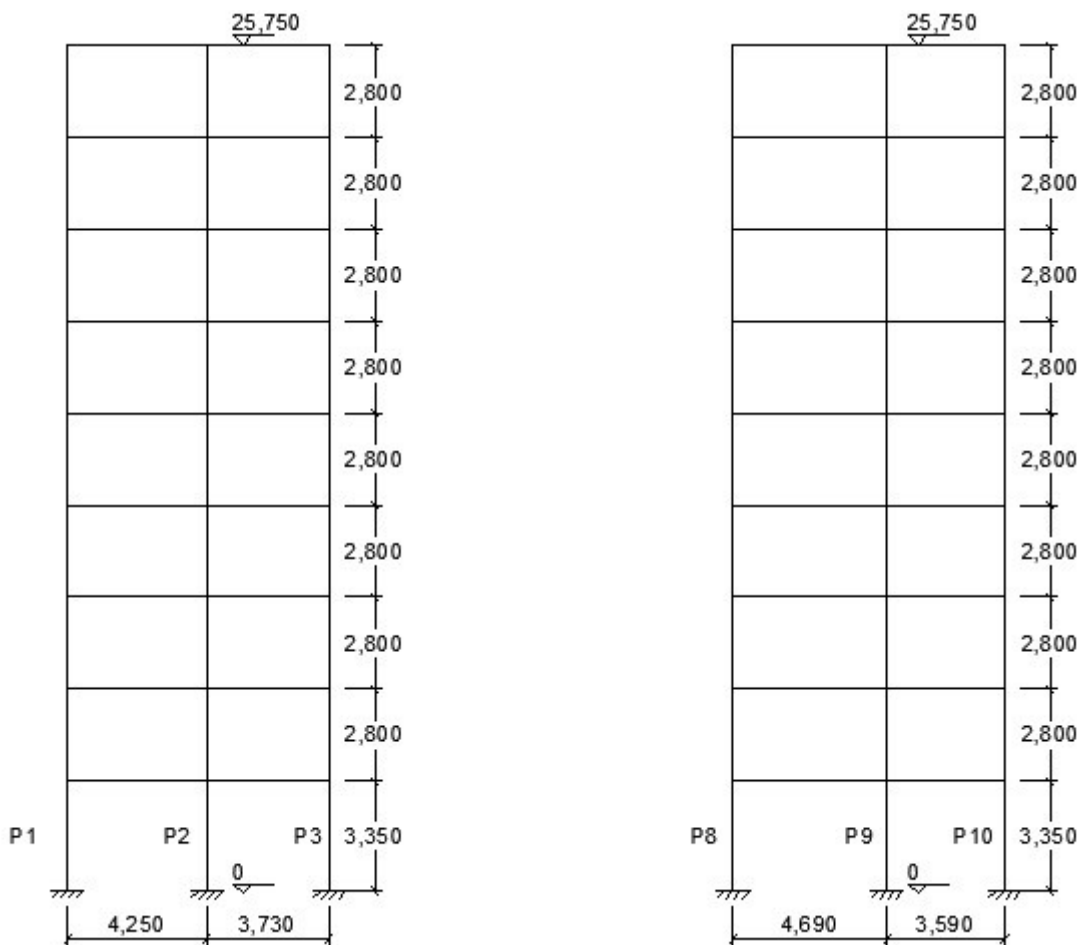
Figura 6 - Numeração dos pórticos de contraventamento



Fonte: Adaptada de Araújo (2004) por Melo (2017).

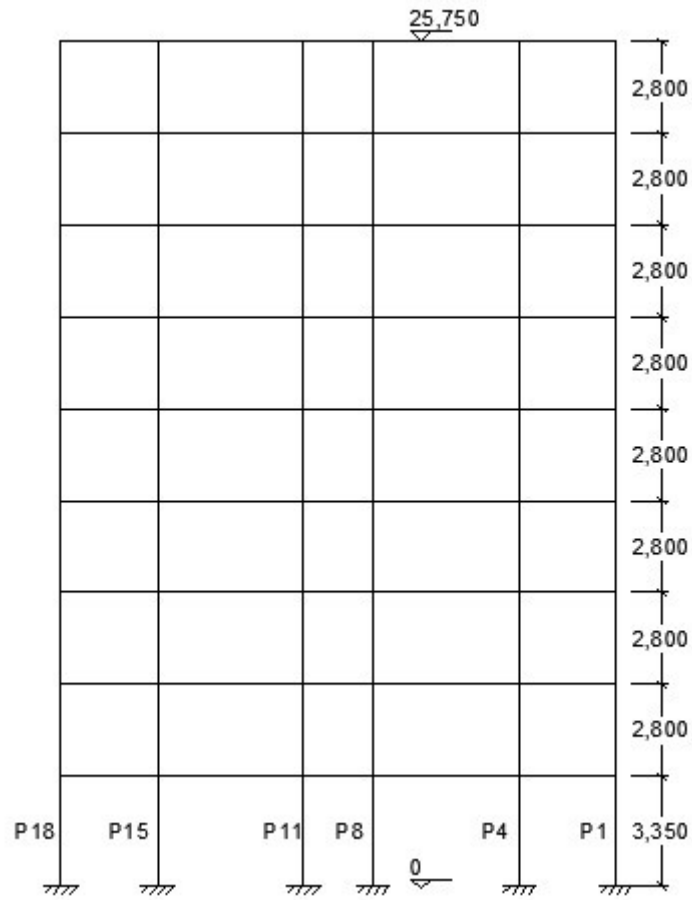
É válido salientar que alguns pórticos da estrutura de contraventamento são iguais, tanto em relação às distâncias dos vãos entre pilares, como nas seções transversais de vigas e pilares. Os pórticos semelhantes são os pórticos 1 e 4, pórticos 2 e 3, pórtico 5 e 6. As dimensões dos pórticos 1, 2 e 5 estão apresentadas na Figura 7 e na Figura 8, e as propriedades das seções dos pórticos estão dispostas nas Tabelas 5 e 6, respectivamente.

Figura 7 - Pórticos de contraventamento 1 e 2 na direção x



Fonte: Adaptada de Araújo (2004).

Figura 8 - Pórtico de contraventamento 5 na direção y



Fonte: Adaptada de Araújo (2004).

Tabela 5 - Dimensões das seções transversais dos pórticos 1 e 2

Pórtico 1			Pórtico 2		
Elemento	Largura (cm)	Altura (cm)	Elemento	Largura (cm)	Altura (cm)
Pilar P1	20	50	Pilar P8	70	20
Pilar P2	20	50	Pilar P9	20	70
Pilar P3	20	50	Pilar P10	70	20
Vigas	20	60	Vigas	20	60

Fonte: Adaptada de Araújo (2004).

Tabela 6 - Dimensões das seções transversais do pórtico 5

Pórtico 5		
Elemento	Largura (cm)	Altura (cm)
Pilar P18	50	20
Pilar P15	50	20
Pilar P11	20	70
Pilar P8	20	70
Pilar P4	50	20
Pilar P1	50	20
Vigas	20	60

Fonte: Adaptada de Araújo (2004).

Em relação às características do material adotado, concreto de classe C25, é válido expor que no cálculo do módulo de elasticidade secante do concreto o autor utilizou a metodologia apresentada pelo CEB/90, que utiliza a Equação 5.1 para o cálculo do módulo de elasticidade secante, obtendo um valor de aproximadamente 27200MPa.

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 21500 \cdot \left(\frac{f_{ck}+8}{10} \right)^{1/3} \quad (5.1)$$

Onde:

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

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

Araújo (2004) argumenta que a expressão do CEB/90 para o cálculo do módulo de elasticidade secante do concreto, com base na raiz cúbica da resistência, se ajusta melhor aos resultados experimentais do que a expressão sugerida na NBR 6118 (ABNT, 2003), norma vigente na época de publicação do trabalho, que tem como base a raiz quadrada da resistência.

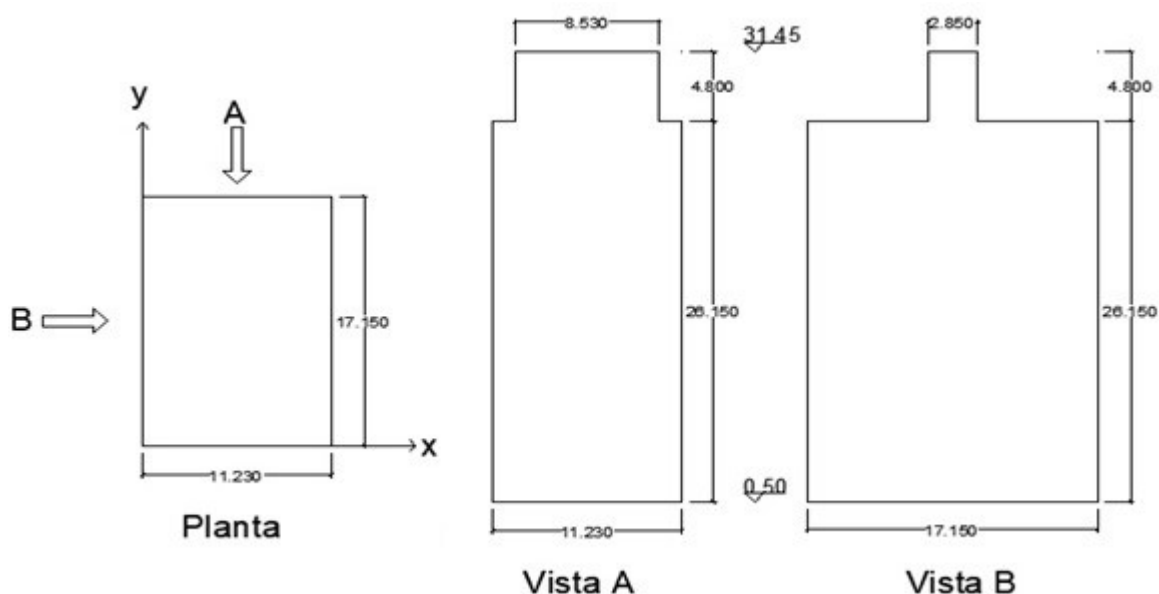
O autor relata, também, que a expressão sugerida pela norma brasileira superestima o valor do módulo de elasticidade para concretos de resistência à compressão maior que 40MPa, e subestima o valor do módulo para concretos de menor resistência.

A fim de validar o modelo apresentado neste trabalho, comparando os resultados obtidos no trabalho de Araújo (2004), optou-se por adotar um módulo de elasticidade igual ao do autor, ou seja, em conformidade com o CEB/90. Além disso, é válido expor que o coeficiente de Poisson adotado para o concreto foi de 0,20, conforme prescrições da norma brasileira.

5.2.2 Dados de entrada do programa Carga de Vento

Em relação aos principais parâmetros de entrada para a análise do programa Carga de Vento, pode-se aferir os aspectos a seguir: edifício localizado no subúrbio de uma grande cidade, em terreno plano; as edificações vizinhas são do mesmo porte ou mais baixas que o edifício considerado; a velocidade básica do vento para o local da edificação foi adotada com o valor de 45 m/s. Além disso, a Figura 9 apresenta as principais dimensões do edifício, em planta e em vistas.

Figura 9 - Dimensões do edifício modelo



Fonte: Adaptada de Araújo (2004).

Dessa forma, de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), pode-se obter os fatores utilizados no cálculo da velocidade característica do vento. O fator topográfico (S_1) é igual a 1,00, por tratar-se de um terreno plano. Pela descrição da localização do edifício, pode-se considerar a Categoria IV para a rugosidade do terreno. Haja vista que a maior dimensão da superfície frontal do edifício é 30,95 m, a edificação é considerada de classe B. Assim, os parâmetros atrelados ao fator S_2 , b e F_r têm os valores de 1,00 e 0,98, respectivamente, tornando este fator variável somente em relação à altura z acima do nível do terreno. Além disso, por se tratar de edifício residencial, o fator estatístico (S_3) é igual a 1,00, pois, enquadra-se no grupo 2.

Com os respectivos valores definidos, é possível aferir a velocidade característica do vento e a pressão de obstrução do vento para uma determinada altura z . Para o cálculo da força de arrasto, faz-se necessário determinar o coeficiente de arrasto (C_a) e área frontal efetiva (A_e). Em vista da localização do edifício, pode-se considerar que se trata de vento de baixa turbulência, e a determinação dos coeficientes C_a nas direções x e y são calculados conforme exposto no item 2.5.

Para o caso do vento atuando na direção x , os valores de l_1 , l_2 e h são 17,15 m, 11,23 m e 30,95 m, respectivamente. Dessa forma, os valores das relações h/l_1 e l_1/l_2 são iguais a 1,80 e 1,53, respectivamente. Com a entrada desses valores no gráfico apresentado na Figura 2, afere-se que o valor do coeficiente de arrasto para o vento na direção x é aproximadamente 1,33.

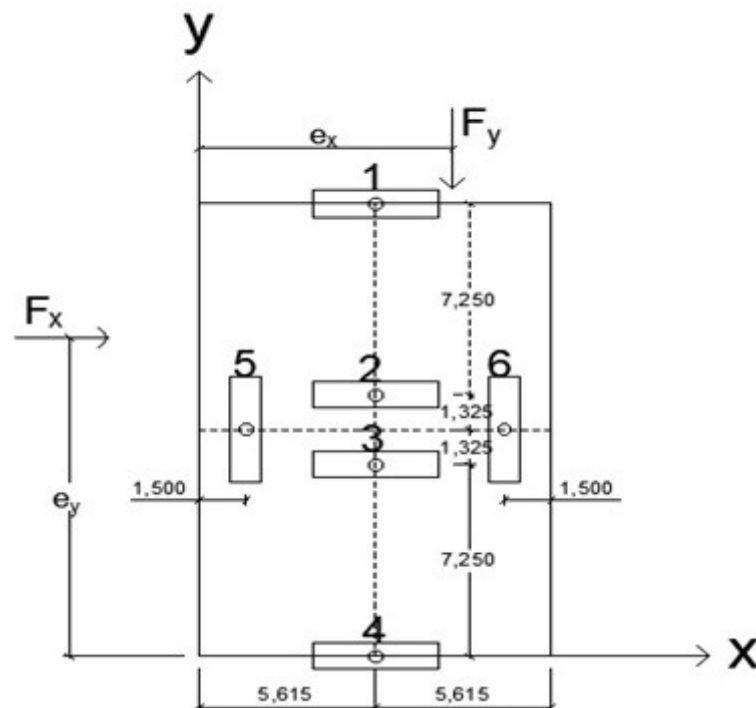
Para o caso do vento atuando na direção y , os valores de l_1 , l_2 e h são 11,23 m, 17,15 m e 30,95 m, respectivamente. Dessa maneira, os valores das relações h/l_1 e l_1/l_2 são iguais a 2,76 e 0,65, respectivamente. Com a entrada destes valores no gráfico apresentado na Figura 2, determina-se que o valor do coeficiente de arrasto na direção y é aproximadamente 1,10.

Para a determinação da área frontal efetiva, utilizou-se as dimensões apresentadas na Figura 9, em ambas as direções de atuação do vento.

5.2.3 Dados de entrada do programa Distribuição da Carga de Vento

As localizações dos pórticos, os ângulos de orientação e os deslocamentos para uma carga unitária aplicada no topo de cada pórtico são os principais parâmetros de entrada do programa Distribuição da Carga de Vento. A Figura 10 ilustra as localizações aproximadas dos centros dos pórticos de contraventamento do edifício.

Figura 10 - Localização dos pórticos de contraventamento



Fonte: Adaptada de Araújo (2004).

A Tabela 7 apresenta as coordenadas e os ângulos de orientação de cada pórtico. Os deslocamentos para a carga unitária de cada pórtico são oriundos das análises do programa FAST de acordo com a inércia das seções de cada pórtico.

Tabela 7 - Características dos painéis de contraventamento

Pórtico	x (m)	y (m)	α (graus)
1	5,615	17,15	0
2	5,615	9,9	0
3	5,615	7,25	0
4	5,615	0	0
5	1,5	8,575	90
6	9,73	8,575	90

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

As excentricidades das forças F_x e F_y são dadas pela Equação 5.2 , conforme salientado no item 2.5.5.

$$\begin{aligned} e_x &= 5,615 + e_a \\ e_y &= 8,575 + e_b \end{aligned} \quad (5.2)$$

Onde:

e_x : excentricidade em relação à origem do eixo x;

e_y : excentricidade em relação à origem do eixo y;

e_a : excentricidade em relação ao centro do menor lado da edificação;

e_b : excentricidade em relação ao centro do maior lado da edificação;

Dessa forma, para as dimensões em plantas apresentadas na Figura 9, obtém-se:

$$e_a = \pm 0,842m$$

$$e_b = \pm 1,286m$$

$$e_x = \begin{cases} 4,773 m \\ 5,615 m \\ 6,457 m \end{cases}$$

$$e_y = \begin{cases} 7,289 m \\ 8,575 m \\ 9,861 m \end{cases}$$

Além disso, o programa recebe como entrada as forças resultantes de arrasto no topo da estrutura do edifício em cada direção, estes dados são oriundos da saída do programa Carga de Vento.

5.2.4 Dados de entrada do programa Parâmetros de Estabilidade

Para o cálculo dos parâmetros de Estabilidade α e γ_z , faz-se necessário estimar as forças verticais atuantes totais e em cada pavimento, respectivamente. O autor adotou os seguintes valores de carga total por unidade de área, 12 kN/m² e 10 kN/m², para as lajes de piso e forro, respectivamente. O edifício modelo possui oito lajes de piso e uma laje de forro, cada uma com área total de 184 m².

Para o cálculo do parâmetro de instabilidade α tem-se que a altura total da estrutura é igual a 25 m, a soma de todas as cargas verticais de serviço igual a 19504 kN e a soma dos valores de inércia é da pelo cálculo da rigidez equivalente, conforme a Equação 3.2, sendo a força horizontal aplicada no topo de 100 kN e os deslocamentos obtidos são oriundos da análise realizada pelo programa FAST.

Para o cálculo do coeficiente γ_z utiliza-se a combinação para o estado limite último para a determinação dos valores de cálculo do momento de tombamento e a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura pelo deslocamento horizontal oriundo da carga de vento. O autor considerou como ação variável principal a carga de vento, conforme a Equação 5.3.

$$F_d = 1,4 \cdot g_k \cdot 1,5 \cdot 0,5 \cdot q_k + 1,4 \cdot W_k \quad (5.3)$$

Onde:

F_d : ação de cálculo;

g_k : cargas verticais permanentes;

q_k : cargas verticais acidentais;

W_k : forças horizontais devidas ao vento.

O autor afirma que para edifícios residenciais, pode-se considerar que $q_k \cong 0,15g_k$. Dessa forma, a Equação 5.3 pode ser expressa na forma da Equação 5.4.

$$F_d = 1,3 \cdot P_k + 1,4 \cdot W_k \quad (5.4)$$

Onde:

F_d : ação de cálculo;

W_k : forças horizontais devidas ao vento;

$P_k = g_k + q_k$.

Assim, para o cálculo do coeficiente γ_z as forças horizontais são majoradas por 1,4 e as cargas verticais majoradas por 1,3. As forças horizontais utilizadas no cálculo do momento de tombamento são oriundas da proporção das forças para cada pórtico aferida pelo programa Distribuição da Carga de Vento. Os deslocamentos horizontais oriundos da atuação do carregamento horizontal são obtidos da análise realizada pelo programa FAST.

5.2.5 Dados de entrada do programa Volume de Material

Por fim, os dados de entrada do programa Volume de Material está atrelado às geometrias dos pórticos apresentados anteriormente, como: comprimento de viga, comprimento de pilar, número de pavimento, número de prumadas de pilares, dimensões das seções transversais de vigas e pilares para cada pórtico de contraventamento.

5.3 Resultados

A seguir serão apresentados os resultados da análise da estrutura modelo, a fim de validar o modelo elaborado. Dessa maneira, inicialmente, foram utilizadas as seções transversais adotadas pelo autor para cada elemento estrutural.

A Tabela 8 apresenta todos os valores relativos à ação do vento sobre o edifício modelo, sendo os valores contidos nas colunas F_x e F_y iguais às resultantes das forças de arrasto em cada nível indicado.

Tabela 8 - Caracterização da ação do vento na edificação modelo

Nível	z (m)	Vk (m/s)	q (kN/m ²)	F _x (kN)	F _y (kN)
9	25,25	42,19	1,0911	77,094	80,143
8	22,45	41,587	1,0602	67,709	36,669
7	19,65	40,916	1,0262	65,542	35,496
6	16,85	40,158	0,98855	63,136	34,192
5	14,05	39,284	0,946	60,418	32,721
4	11,25	38,248	0,89678	57,274	31,018
3	8,45	36,969	0,83778	53,506	28,978
2	5,65	35,275	0,76277	48,716	26,383
1	2,85	32,696	0,65529	41,851	22,666

** z - altura acima do nível do terreno

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

A Tabela 9 apresenta os deslocamentos no topo de cada pórtico para uma carga unitária aplicada no topo.

Tabela 9 - Deslocamento no topo para carga unitária

Pórtico	δ (m)
1	2,909E-07
2	3,214E-07
3	3,214E-07
4	2,909E-07
5	1,681E-07
6	1,681E-07

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Na Tabela 10 estão apresentadas as forças e as proporções obtidas nos seis pórticos de contraventamento para diferentes valores das excentricidades e_x e e_y .

Tabela 10 - Força e proporção nos painéis de contraventamento no topo

Força do Vento na Direção X												
e_y (m)	Pórtico 1		Pórtico 2		Pórtico 3		Pórtico 4		Pórtico 5		Pórtico 6	
	Px (kN)	%	Px (kN)	%	Px (kN)	%	Px (kN)	%	Px (kN)	%	Px (kN)	%
7,289	16,163	21,0%	17,744	23,0%	18,883	24,5%	24,304	31,5%	-3,381	-4,4%	3,381	4,4%
8,575	20,234	26,3%	18,313	23,8%	18,313	23,8%	20,234	26,3%	0,000	0,0%	0,000	0,0%
9,861	24,304	31,5%	18,883	24,5%	17,744	23,0%	16,163	21,0%	3,381	4,4%	-3,381	-4,4%
Vento na Direção Y												
e_x (m)	Pórtico 1		Pórtico 2		Pórtico 3		Pórtico 4		Pórtico 5		Pórtico 6	
	Py (kN)	%	Py (kN)	%	Py (kN)	%	Py (kN)	%	Py (kN)	%	Py (kN)	%
4,773	2,771	3,5%	0,387	0,5%	-0,387	-0,5%	-2,771	-3,5%	42,372	52,9%	37,771	0,4713
5,615	0,000	0,0%	0,000	0,0%	0,000	0,0%	0,000	0,0%	40,072	50,0%	40,072	50,0%
6,457	-2,771	-3,5%	-0,387	-0,5%	0,387	0,5%	2,771	3,5%	37,771	47,1%	42,372	52,9%

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Pode-se observar na Tabela 10, que as forças máximas atuantes nos pórticos são: 24,304 kN para os pórticos 1 e 4, 18,883 kN para os pórticos 2 e 3, 42,372 kN para os pórticos 5 e 6. Tais forças atuam no último nível dos pórticos, haja vista que a compatibilização dos pórticos foi feita no topo. Para obter as forças máximas nos demais pavimentos, deve-se manter a proporcionalidade das forças entre os diversos níveis. A Tabela 11 apresenta as forças máximas nos diversos níveis dos pórticos de contraventamento.

Tabela 11 - Forças máximas nos pavimentos de cada pórtico

Pórtico 1		Pórtico 2		Pórtico 3		Pórtico 4		Pórtico 5		Pórtico 6	
Nível	Fx (kN)	Nível	Fx (kN)	Nível	Fx (kN)	Nível	Fx (kN)	Nível	Fy (kN)	Nível	Fy (kN)
9	24,308	9	18,880	9	18,880	9	24,308	9	42,372	9	42,372
8	21,349	8	16,582	8	16,582	8	21,349	8	19,387	8	19,387
7	20,665	7	16,051	7	16,051	7	20,665	7	18,767	7	18,767
6	19,907	6	15,462	6	15,462	6	19,907	6	18,077	6	18,077
5	19,050	5	14,796	5	14,796	5	19,050	5	17,300	5	17,300
4	18,058	4	14,026	4	14,026	4	18,058	4	16,399	4	16,399
3	16,870	3	13,104	3	13,104	3	16,870	3	15,321	3	15,321
2	15,360	2	11,931	2	11,931	2	15,360	2	13,949	2	13,949
1	13,196	1	10,249	1	10,249	1	13,196	1	11,984	1	11,984

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Pela verificação da Tabela 10, observam-se alguns efeitos oriundos da excentricidade do vento sobre os pórticos de contraventamento. Primeiramente, é observado que quando o vento atua na direção y, sem excentricidade, a força nos dois pórticos de contraventamento dessa direção é igual a 40,072 kN. Ao considerar a excentricidade de $e_a \pm 0,842$ m, a força máxima nos pórticos é alterada para 42,372 kN.

Dessa forma, o acréscimo de força em cada pórtico foi de somente 5,75%. O momento de torção gerado pela excentricidade das forças de arrasto é aproximadamente 67,480 kN·m. Os pórticos de contraventamento situados na direção x absorvem um momento de aproximadamente 48,521 kN·m, ou seja, 71,9% da torção aplicada ao edifício. Assim, verifica-se o motivo pela qual a força nos pórticos da direção y sofre um acréscimo de apenas 5,75% em relação ao vento atuante sem excentricidade.

Além disso, observa-se para o vento atuante na direção x que a força máxima nos pórticos 1 e 4 passam de 20,234 kN para 24,304 kN, em decorrência da excentricidade $e_b \pm 1,286$ m. O aumento da força nesses pórticos é de 20,1%, enquanto que o acréscimo para os pórticos 2 e 3 é de apenas 3,11%. O momento de torção ocasionado pela excentricidade das forças de arrasto na direção x é de 99,143 kN·m. Neste caso, os pórticos 2 e 3 absorvem pouco ao esforço de torção, por esse motivo, o aumento de força nos pórticos 1 e 4 é significativo.

Para a análise dos pórticos de contraventamento sujeitos às ações apresentadas na Tabela 11, Araújo (2004) considerou de maneira aproximada a não-linearidade física, por meio da rigidez secante, conforme a Equação 5.5.

$$(EI)_{sec} = 0,7 \cdot E_c \cdot I_c \quad (5.5)$$

Onde:

$(EI)_{sec}$: rigidez secante;

E_c : módulo tangente do concreto;

I_c : momento de inércia das seções das vigas e dos pilares.

Araújo (2004) considerou a relação $E_{cs} = 0,85E_c$, o que resulta na Equação 5.6.

$$(EI)_{sec} \cong 0,8 * E_{cs} * I_c \quad (5.6)$$

Onde:

E_{cs} : módulo de elasticidade secante;

E_c : módulo tangente do concreto;

I_c : momento de inércia das seções das vigas e dos pilares.

A Tabela 12 apresenta os deslocamentos dos pórticos de contraventamento em cada pavimento, quando sujeitos às forças máximas. Estes deslocamentos serão utilizados no cálculo do coeficiente γ_z .

Tabela 12 - Deslocamentos dos pórticos para as forças máximas de arrasto

Pórtico 1		Pórtico 2		Pórtico 3		Pórtico 4		Pórtico 5		Pórtico 6	
Nível	δ (m)	Nível	δ (m)	Nível	δ (m)	Nível	δ (m)	Nível	δ (m)	Nível	δ (m)
9	3,591E-02	9	3,109E-02	9	3,109E-02	9	3,591E-02	9	2,284E-02	9	2,284E-02
8	3,411E-02	8	2,974E-02	8	2,974E-02	8	3,411E-02	8	2,134E-02	8	2,134E-02
7	3,167E-02	7	2,780E-02	7	2,780E-02	7	3,167E-02	7	1,955E-02	7	1,955E-02
6	2,860E-02	6	2,526E-02	6	2,526E-02	6	2,860E-02	6	1,743E-02	6	1,743E-02
5	2,495E-02	5	2,214E-02	5	2,214E-02	5	2,495E-02	5	1,500E-02	5	1,500E-02
4	2,079E-02	4	1,850E-02	4	1,850E-02	4	2,079E-02	4	1,230E-02	4	1,230E-02
3	1,616E-02	3	1,437E-02	3	1,437E-02	3	1,616E-02	3	9,382E-03	3	9,382E-03
2	1,116E-02	2	9,830E-03	2	9,830E-03	2	1,116E-02	2	6,322E-03	2	6,322E-03
1	5,845E-03	1	4,945E-03	1	4,945E-03	1	5,845E-03	1	3,216E-03	1	3,216E-03

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Dessa forma, torna-se possível aferir os parâmetros de instabilidade da estrutura.

Primeiramente, obteve-se para o parâmetro de instabilidade α os valores dispostos na Tabela 13.

Tabela 13 - Parâmetro de instabilidade α

α_x	0,42
α_y	0,44

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Uma vez que os valores de α são menores do que 0,50, significa que os pórticos considerados são suficientes para garantir a indeslocabilidade do edifício segundo as duas direções. Para o coeficiente γ_z obteve-se os valores apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 - Coeficiente

$\gamma_{z,x}$	1,07
$\gamma_{z,y}$	1,07

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Haja vista que os valores são menores do que 1,10, pode-se concluir que a estrutura é indeslocável segundo as duas direções, confirmando a conclusão alcançada pelo parâmetro α . Por fim, vale-se salientar que todos os resultados obtidos nesse estudo são iguais aos resultados calculados por Araújo (2004). Assim, pode-se considerar válido o modelo elaborado no presente trabalho.

Por fim, a Tabela 15 apresenta os resultados relativo ao volume de material de cada pórtico de contraventamento, oriundo do processamento do programa Volume de Material.

Tabela 15 - Volume de material dos pórticos de contraventamento

Pórtico	Vol. Viga (m ³)	Vol. Pilar (m ³)	Vol. Pórtico (m ³)
1	8,6184	7,725	16,343
2	8,9424	10,815	19,757
3	8,9424	10,815	19,757
4	8,6184	7,725	16,343
5	18,252	17,51	35,762
6	18,252	17,51	35,762
Σ	71,626	72,100	143,724

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

É observado que o volume de material nas vigas é praticamente igual ao volume de material empregado nos pilares, correspondendo à 49,84% e à 50,17%, respectivamente, totalizando um volume total de 143,724 m³ de concreto.

5.4 Estudo paramétrico

Após a validação do modelo elaborado, foram analisados diversos casos da estrutura de contraventamento do edifício modelo, a fim de verificar a relação entre o comportamento dos parâmetros de instabilidade e as dimensões das seções transversais de vigas e pilares, ou seja, a rigidez desses elementos estruturais, que constituem os pórticos de contraventamento, conseqüentemente, avaliando o consumo de material.

Inicialmente, foi verificada a relação entre os parâmetros de instabilidade e a variação da altura das vigas. A partir das dimensões iniciais do edifício modelo, a altura de cada viga sofreu um decremento de 5 cm para cada análise. A Tabela 16 apresenta os valores dos parâmetros de instabilidade juntamente com as alturas das vigas utilizadas em cada análise e seus respectivos volumes de material.

Tabela 16 - Variação da altura das vigas e seus parâmetros de instabilidade

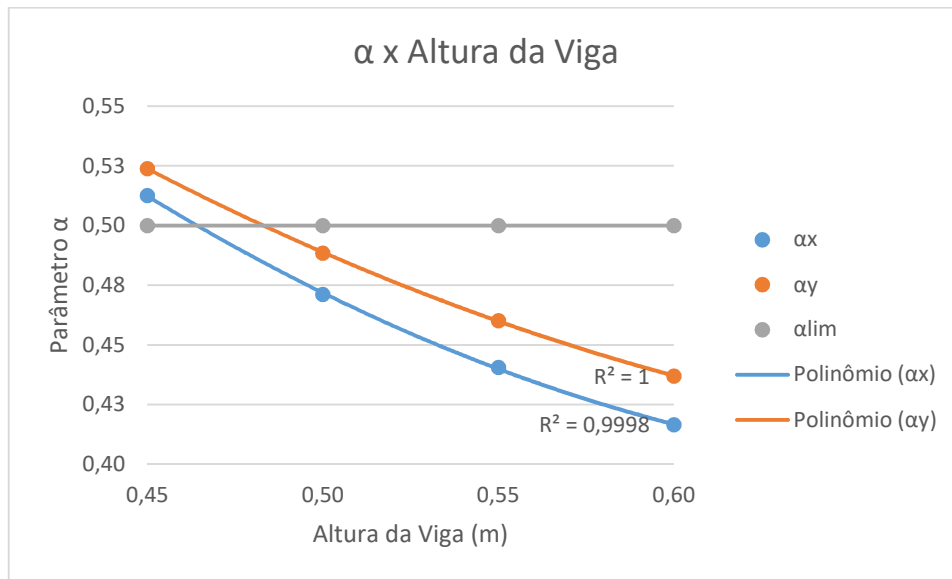
Análise	Altura (m)	Vol. Viga (m ³)	Vol. Pilar (m ³)	Vol. Pórtico (m ³)	α_x	α_y	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
0	0,60	71,626	72,100	143,724	0,42	0,44	1,07	1,07
1	0,55	65,657	72,100	137,756	0,44	0,46	1,08	1,08
2	0,50	59,688	72,100	131,788	0,47	0,49	1,09	1,09
3	0,45	53,719	72,100	125,820	0,51	0,52	1,11	1,10

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Observa-se que após o decremento de 15 cm da altura das vigas, os parâmetros de instabilidade ultrapassaram os valores limites. Para a terceira análise verifica-se uma diminuição de 17,904 m³ de material das vigas em comparação com a análise do edifício modelo inicial, análise 0. Em termos percentuais houve um decréscimo de 25,0% em relação ao volume das vigas e de 12,5% em relação ao volume total dos pórticos.

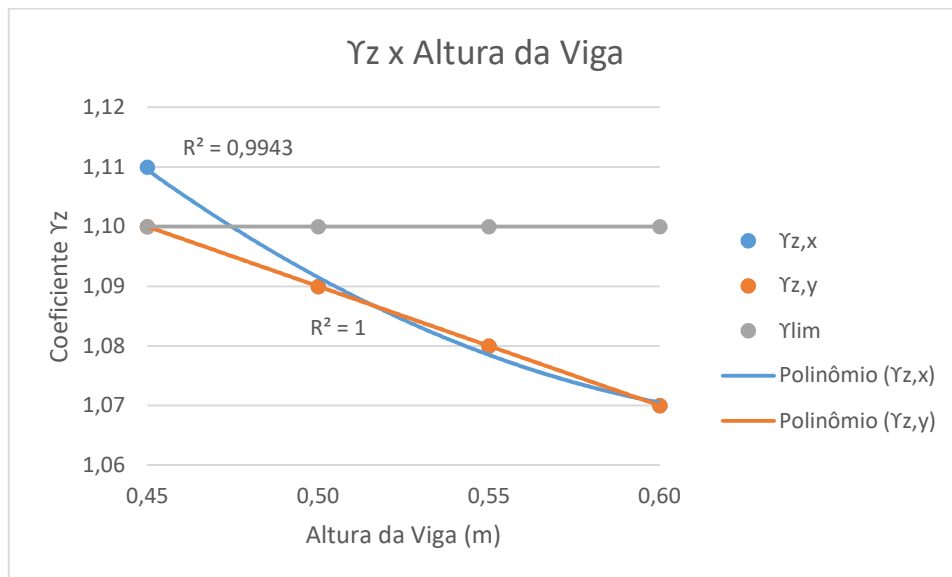
Os gráficos apresentados nas Figura 11 e 12 demonstram a variação do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z em relação à variação das alturas das vigas dos pórticos de contraventamento.

Figura 11 - Comportamento do parâmetro de instabilidade α com a variação da altura das vigas



Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Figura 12 - Comportamento do coeficiente γ_z com a variação da altura das vigas



Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Posteriormente, foi analisada a relação entre os parâmetros de instabilidade e a variação da largura das vigas. A partir das dimensões iniciais do edifício modelo, a largura de cada viga sofreu um decremento de 5 cm para cada análise. A Tabela 17 apresenta os valores dos parâmetros de instabilidade juntamente com as larguras das vigas utilizadas em cada análise e seus respectivos volumes de material.

Tabela 17 - Variação da largura das vigas e seus parâmetros de instabilidade

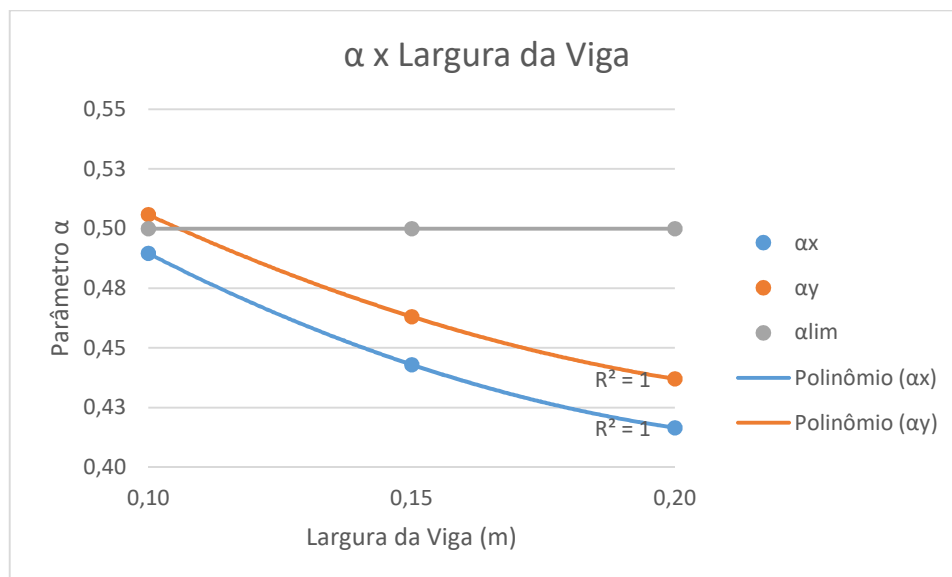
Análise	Largura (m)	Vol. Viga (m ³)	Vol. Pilar (m ³)	Vol. Pórtico (m ³)	α_x	α_y	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
0	0,20	71,626	72,100	143,724	0,42	0,44	1,07	1,07
4	0,15	53,719	72,100	125,819	0,44	0,46	1,08	1,08
5	0,10	35,813	72,100	107,913	0,49	0,51	1,10	1,09

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

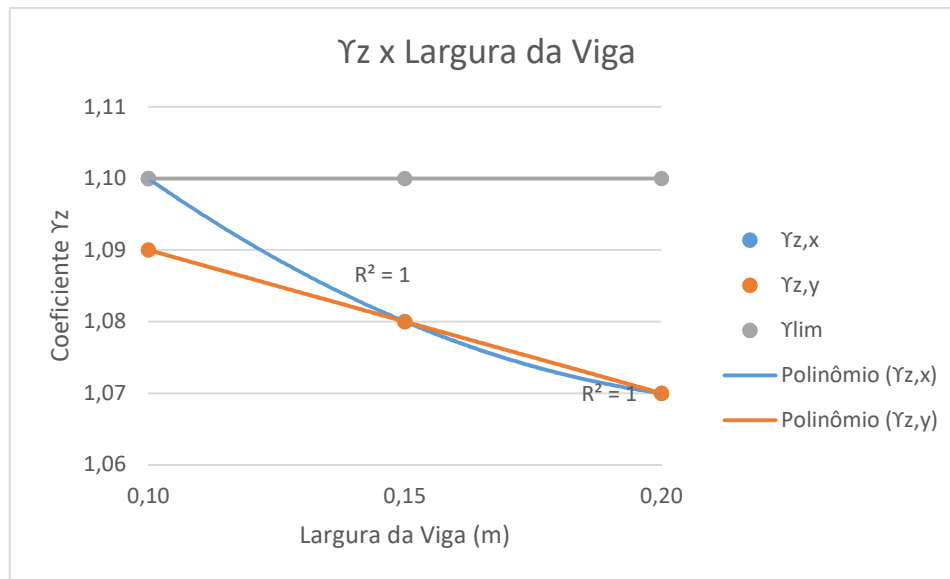
Verifica-se que após o decremento de 10 cm da largura das vigas, o parâmetro α na direção y ultrapassou o valor limite e o coeficiente γ_z na direção x atingiu o valor limite. Para a quinta análise verifica-se uma diminuição de 35,813 m³ de material das vigas em comparação com a análise do edifício modelo inicial, análise 0. Em termos percentuais houve um decréscimo de 50,0% em relação ao volume das vigas e de 24,9% em relação ao volume total dos pórticos.

Os gráficos apresentados nas Figuras 13 e 14 demonstram a variação do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z em relação à variação das larguras das vigas dos pórticos de contraventamento.

Figura 13 - Comportamento do parâmetro de instabilidade α com a variação da largura das vigas



Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Figura 14 - Comportamento do coeficiente γ_z com a variação da largura das vigas

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Em seguida, foi analisada a relação entre os parâmetros de instabilidade e a variação da altura das seções transversais dos pilares. A partir das dimensões iniciais do edifício modelo, a altura de cada pilar sofreu um decremento de 5 cm para cada análise. A Tabela 18 apresenta os valores dos parâmetros de instabilidade juntamente com a variação das alturas dos pilares utilizadas em cada análise e seus respectivos volumes de material.

Tabela 18 - Variação das alturas das seções transversais dos pilares e seus parâmetros de instabilidade

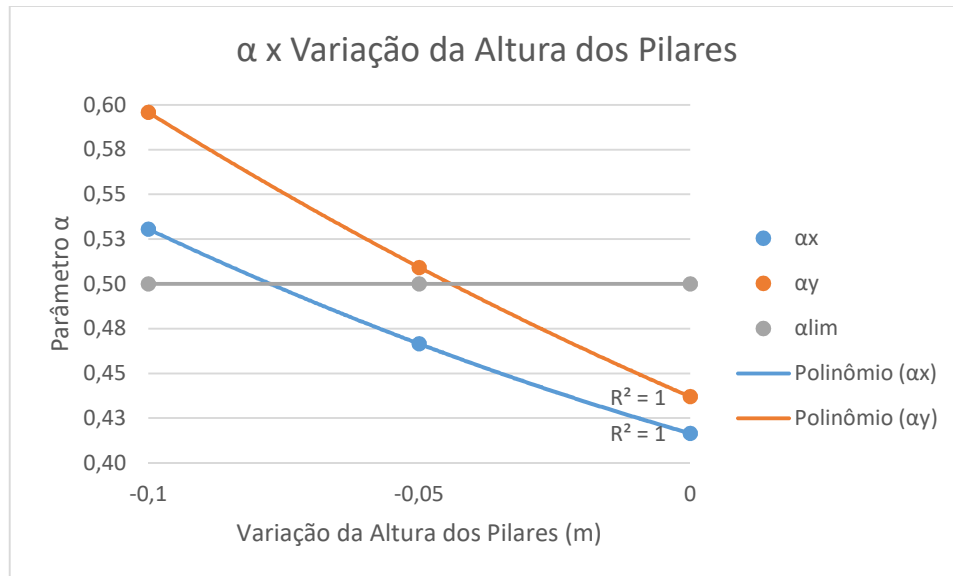
Análise	Altura (m)	Vol. Viga (m ³)	Vol. Pilar (m ³)	Vol. Pórtico (m ³)	α_x	α_y	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
0	var	71,626	72,100	143,724	0,42	0,44	1,07	1,07
6	- 0,05	71,626	60,255	131,881	0,47	0,51	1,09	1,09
7	- 0,10	71,626	48,410	120,036	0,53	0,60	1,12	1,13

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Verifica-se que após o decremento de 10 cm da altura dos pilares, os parâmetro de instabilidade ultrapassam os valores limites. Para a sétima análise verifica-se uma diminuição de 23,690 m³ de material dos pilares em comparação com a análise do edifício modelo, análise 0. Em termos percentuais houve um decréscimo de 32,9% em relação ao volume dos pilares e de 16,5% em relação ao volume total dos pórticos.

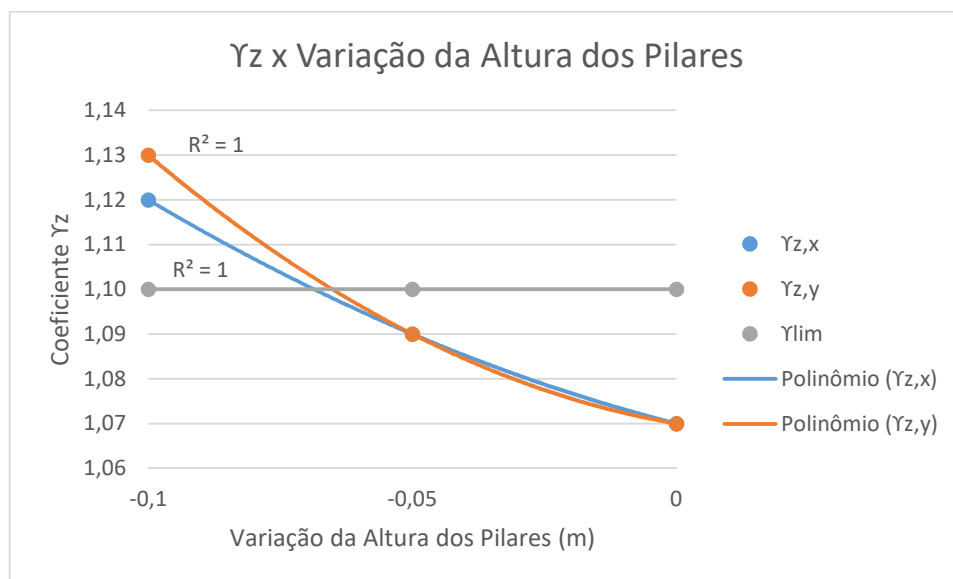
Os gráficos apresentados nas Figuras 15 e 16 demonstram a variação do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z em relação à variação das alturas das seções transversais dos pilares dos pórticos de contraventamento.

Figura 15 - Comportamento do parâmetro de instabilidade α com a variação da altura das seções transversais dos pilares



Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Figura 16 - Comportamento do coeficiente com a variação da altura das seções transversais dos pilares



Fonte: Elaborada pelo autor 2017.

Por fim, foi analisado a relação entre os parâmetros de instabilidade e a variação da largura das seções transversais dos pilares. A partir das dimensões iniciais do edifício modelo, a largura de cada pilar sofreu um decremento de 5 cm para cada análise. A Tabela 19 apresenta os valores dos parâmetros de instabilidade juntamente com as variações das larguras dos pilares utilizadas em cada análise e seus respectivos volumes de material.

Tabela 19 - Variação das larguras das seções transversais dos pilares e seus parâmetros de instabilidade

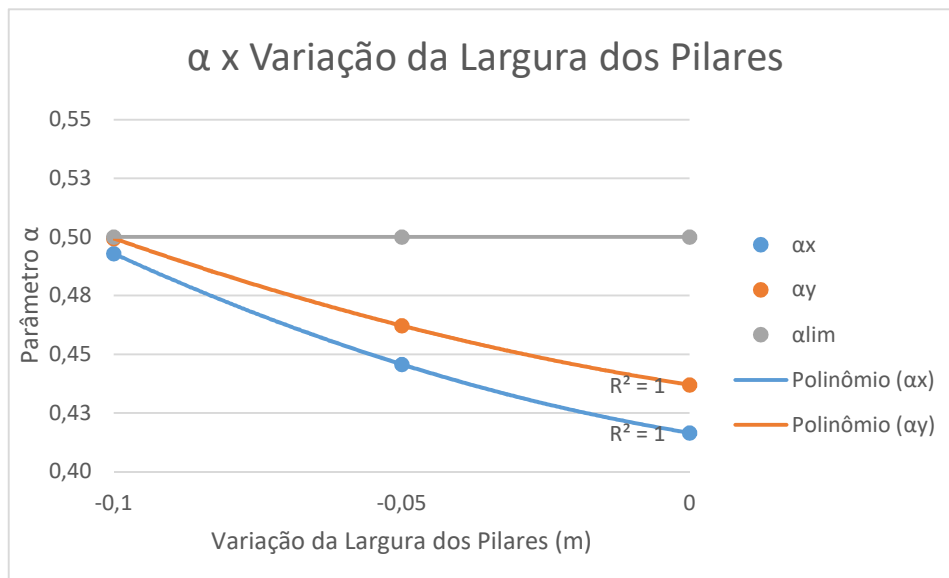
Análise	Largura (m)	Vol. Viga (m ³)	Vol. Pilar (m ³)	Vol. Pórtico (m ³)	α_x	α_y	$\gamma_{z,x}$	$\gamma_{z,y}$
0	var	71,626	72,100	143,724	0,42	0,44	1,07	1,07
8	- 0,05	71,626	59,741	131,367	0,45	0,46	1,08	1,08
9	- 0,10	71,626	47,380	119,006	0,49	0,50	1,10	1,10

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Verifica-se que após o decremento de 10 cm da largura dos pilares, o parâmetro α na direção x e os coeficientes γ_z atingiram os seus valores limites. Para a nona análise verifica-se uma diminuição de 24,720 m³ de material dos pilares em comparação com a análise do edifício modelo inicial, análise 0. Em termos percentuais houve um decréscimo de 34,3% em relação ao volume dos pilares e de 17,2% em relação ao volume total dos pórticos.

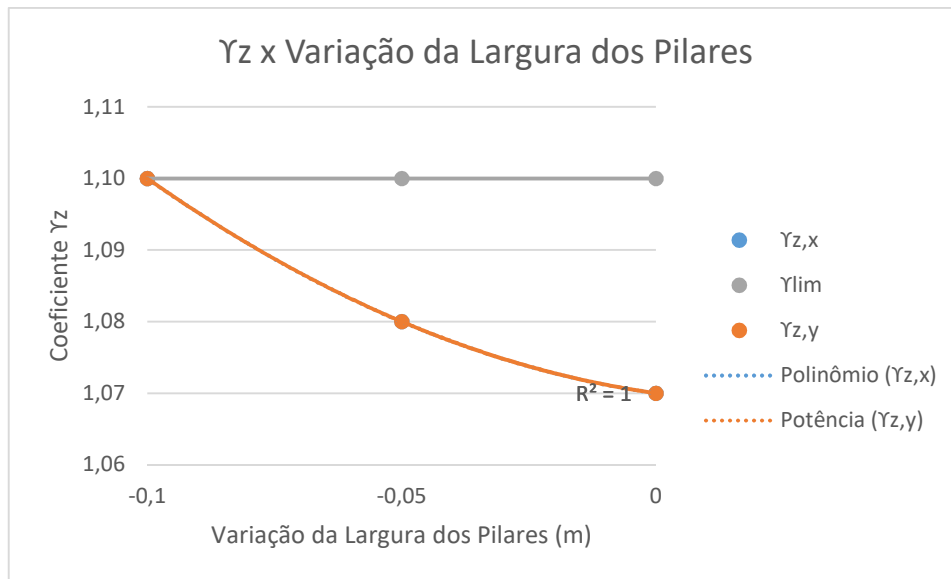
Os gráficos apresentados nas Figuras 17 e 18 demonstram a variação do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z em relação à variação das larguras dos pilares dos pórticos de contraventamento.

Figura 17 - Comportamento do parâmetro de instabilidade α com a variação da largura das seções transversais dos pilares



Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Figura 18 - Comportamento do coeficiente γ_z com a variação da largura das seções transversais dos pilares



Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Vale-se salientar que, na quinta análise, as vigas são analisadas com dimensões menores do que 12 cm, que consiste na dimensão mínima segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014.), exceto para casos excepcionais que possuam o valor mínimo absoluto de 10 cm, que devem estar sujeitos a condições específicas. Além disso, alguns pilares que constituem os pórticos de contraventamento foram analisadas com dimensões menores do que 19cm, que não é permitido pela mesma norma, exceto para casos especiais que permite considerar dimensões até 14 cm, desde que os esforços solicitantes de cálculo sejam considerados majorados no dimensionamento por um coeficiente adicional. Deve-se atentar, também, para questões arquitetônicas que não foram abordadas como restrição neste trabalho.

Conforme o que foi exposto, pode-se aferir que a maior redução de consumo de material foi obtida com o decremento da largura das vigas, 35,813 m³, enquanto que a menor redução foi resultante do decremento do decréscimo da altura das vigas, 17,906 m³. Assim, pode-se observar o elevado grau de importância da contribuição da rigidez das vigas para os pórticos de contraventamento.

6 CONCLUSÕES

Dessa forma, pode-se concluir que o estudo paramétrico da eficiência da estrutura de contraventamento do edifício modelo estudado, por meio do método dos pórticos planos compatibilizados no topo, foi satisfatoriamente realizado ao longo desse trabalho.

Foi implementado o método dos pórticos planos compatibilizados no topo para a determinação da distribuição das cargas horizontais para os edifícios regulares. A implementação foi validada ao comparar os resultados obtidos com os resultados apresentados na literatura. Foi utilizado o programa FAST para a realização das análises estruturais dos pórticos que compõe a estrutura de contraventamento. A fim de tornar mais eficiente a utilização desse programa, foi implementado o programa Gerador de Pórtico, que auxilia na criação do arquivo de entrada padrão do programa FAST. O programa Carga de Vento foi implementado para tornar mais eficiente a determinação das ações de vento totais atuantes em um edifício. Posteriormente, foi implementado o programa Distribuição da Carga de Vento, a fim de propiciar o cálculo da carga de vento atuante em cada pórtico que constitui a estrutura de contraventamento. O programa Parâmetros de Indeslocabilidade foi implementado com objetivo de tornar mais efetivo o cálculo do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z . Além disso, foi implementado o programa Volume de Material, que visa tornar mais eficiente o cálculo do volume de concreto dos elementos que compõe a estrutura de contraventamento. Todavia, não foi realizada a integração entre os programas citados anteriormente, haja vista as dificuldades encontradas no âmbito da programação.

Por meio do estudo paramétrico realizado no edifício modelo dispostos em Araújo (2004), foi possível observar a influência das rigidezes dos elementos de viga e de pilar na eficiência da estrutura de contraventamento. Foi possível aferir a maior influência da altura das vigas em relação à largura das mesmas na rigidez dos pórticos de contraventamento, o que permitiu uma redução de 17,906 m³ de concreto, que representa um decréscimo de 12,5% do volume total utilizado na estrutura de contraventamento em relação ao volume total calculado pelo método tradicional de projeto, até que os parâmetros de instabilidade atingissem os seus valores limites, enquanto que a variação da largura das vigas permitiu uma redução de 35,813 m³, que representa um decréscimo de 24,9% do volume total de concreto empregado na estrutura de contraventamento em relação ao volume total oriundo do processo tradicional.

Foi possível aferir, também, que para o caso analisado nesse trabalho, a influência da altura dos pilares na rigidez dos pórticos de contraventamento é próxima à influência da largura dos pilares. A redução calculada na variação da altura dos pilares foi de 23,690 m³ de

concreto, que representa um decréscimo de 16,5% do volume total de concreto na estrutura de contraventamento em relação ao projeto obtido pelo método tradicional. A redução obtida na variação da largura dos pilares foi de 24,720 m³, que representa um decréscimo de 17,2% do volume total de concreto na estrutura de contraventamento em relação ao volume calculado pelo processo tradicional. Observa-se uma diferença de 1,030 m³ entre as reduções obtidas pela variação da largura dos pilares e pela variação da altura dos pilares, que representa uma variação percentual de 1% em relação ao volume total de concreto, que confirma a proximidade da influência dos da altura dos pilares e da largura dos mesmos na rigidez dos pórticos de contraventamento desse estudo de caso. Conforme exposto anteriormente, foi possível examinar as sensíveis diferenças do volume de material para a estrutura de contraventamento quando dimensionada pelo processo tradicional e quando realizado um estudo paramétrico das variáveis que influenciam tal processo.

6.1 Sugestões de trabalhos futuros

Espera-se que o estudo paramétrico realizado nesse trabalho possa servir de inspiração para trabalhos futuros, uma vez que o trabalho disposto encontra-se distante da possibilidade de ser utilizado na prática cotidiana dos projetos de engenharia estrutural.

Uma vez que os programas implementados ao longo desse trabalho não se encontram integrados, recomenda-se a integração desses programas, a fim de tornar o processo de análise mais eficiente. É recomendado, também, uma análise realista dos custos que envolvem a estrutura de contraventamento de uma edificação, levando-se em consideração, por exemplo, o custo das armaduras e das formas.

Além disso, é sugerido a formulação de um modelo de otimização robusto para a estrutura de contraventamento. Pode-se recomendar a utilização do programa BIOS (*Biologically Inspired Optimization System*), desenvolvido pelo Laboratório de Mecânica Computacional e Visualização (LMCV) da UFC, como otimizador, que proporcionará a otimização do problema por meio da técnica dos Algoritmos Genéticos.

REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, J. M. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 1 ed. Rio Grande: Dunas, 2004. 216p.
- _____. **Curso de concreto armado**. v. 1. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. 257p.
- ARORA, J. S. **Introduction to optimum design**. 3. ed. California: Elsevier, 2012. 880p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimentos**. Rio de Janeiro, 2014. 238p.
- _____. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980. 5p.
- _____. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988. 66p.
- _____. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – procedimento**. Rio de Janeiro, 2003. 18p.
- BALLING, R. J.; YAO, X. Optimization of reinforced concrete frames. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v. 123, n. 2, p. 193-202, Feb. 1997.
- BARROS, C. B. C. **Considerações sobre alguns modelos clássicos para análise estrutural de edifícios de andares múltiplos sujeitos à ação de forças laterais**. 2003. 187f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, UFMG, Belo Horizonte, 2003.
- BASTOS, E. A. **Otimização de seções retangulares de concreto armado submetidas à flexo-compressão oblíqua utilizando algoritmos genéticos**. 2004. 151p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, UFC, Rio de Janeiro, 2004.
- BOOZ, W.; THLERAU, G. B&B: A FE – Program for cost minimization in concrete design. **Numerical Mathematics**, ISNM, v. 110, n.1, p. 57-74, 1993.
- BRITO, D. C. G. **Otimização de vigas biapoiadas de concreto armado**. 2013. 74f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, UFC, Fortaleza, 2013.
- CARNEIRO, F.; MARTINS, J. G. **Análise de estruturas: contraventamento de edifícios**. 1. ed. Porto: Universidade Fernando Pessoa, 2008. 87f.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014. 415p.
- CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas de usuais de concreto armado**. v. 2. 2. ed. São Paulo: PINI, 2009. 618p.
- CHOU, T. Optimum reinforced concrete t-beam sections. **Journal of the Structural Division**, ASCE, v. 103, n. ST8, p.1605-1617, Aug. 1977.

- CORRÊA, M. R. S. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. 1991. 342p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – EESC, USP, São Paulo, 1991.
- DAVENPORT, A. G. Past, presente and future of wind engineering. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Fifth Asia-Pacific Conference on Wind Engineering, v. 90, n. 12, p. 1371-2166, Dec. 2002.
- FINTEL, M. **Handbook of concrete engineering**. 2. ed. New York: Van Nostrand Reinhold Company, 1985. 892p.
- FONTE, A. O. C. **Análise não linear geométrica de edifícios altos**. 1992. 223p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 1992.
- FRIEL, L. L. Optimum singly reinforced concrete sections. **Journal Proceedings**, ACI, v. 71, n. 11, p. 556-558, Nov. 1974.
- FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: fundamentos do projeto estrutural**. 1. ed. São Paulo: Mc Graw-Hill, 1976. 298p.
- HOLLAND, J. H. **Adaptation in natural and artificial systems**. 1. ed. Michigan: The University of Michigan, 1975.
- KRIPKA, M. **Análise incremental construtiva de edificações**. 1990. 129p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro. 1990.
- KRIPKA, M. Otimização do custo de estrutura de concreto armado analisadas pelo modelo de grelha *In*: V SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, 5, 2003, São Paulo, **Atas do V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto armado**, São Paulo: USP, 2003, 14p. CD-ROM.
- LIN, T.; STOTESBURY, S. D. **Structural concepts and systems for architects and engineers**. 1. ed. New York: John Wiley & Sons Inc, 1981. 549p.
- LINS, V. F. F. **Comparativo entre modelos estruturais integrados de análise, formados por pórtico espacial e grelha, aplicados em estruturas de concreto armado de edifícios de múltiplos pavimentos**. 2010. 124f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, UFC, Fortaleza, 2010.
- MELO, A. M. C. **Projeto ótimo de pórticos planos de concreto armado**. 2000. 192p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 2000.
- MELO, A. M. C. **Ações horizontais na estrutura de contraventamento**. 2017. 41p. Notas de Aula.
- MOHARRAMI, H.; GRIERSON, D. E. Computer-automated design of reinforced concrete frameworks. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v. 119, n. 7, p. 2036-2058, Jul. 1993.

RAFIQ, M. Y.; SOUTHCOMBE, C. Genetic algorithms in optimal design and detailing of reinforced concrete biaxial columns supported by a declarative approach for capacity checking. **Computers & Structures**, Elsevier, v. 69, n. 4, p. 443-457, Nov. 1998.

RODRIGUES JÚNIOR, S. J. **Otimização de pilares de edifícios altos de concreto armado**. 2005. 154f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

SILVA, E. E. **Otimização de estruturas de concreto armado utilizando algoritmos genéticos**. 2001. 131p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP, São Paulo, 2001.

SOARES, R. C.; EL DEBS, A. L. H. C., Otimização de seções transversais de concreto armado sujeitas à flexão: aplicação a pavimentos. **Caderno de Engenharia de Estruturas**, EESC-USP, n. 11, 1999.

SPILLERS, W. L.; MACBAIN, K. M. **Structural optimization**. 1. ed. New York: Springer, 2009. 304p.

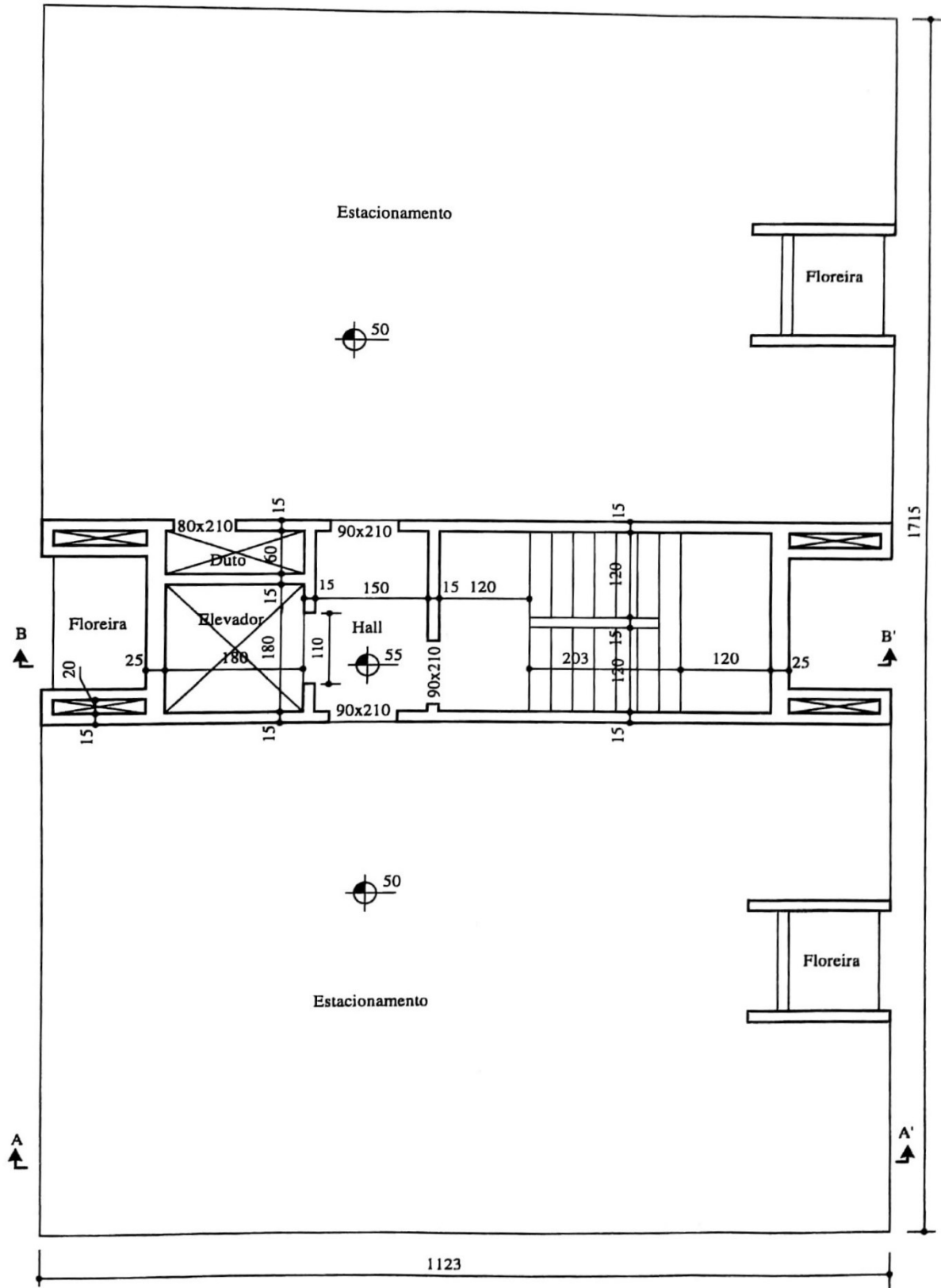
SPIRES, D.; ARORA, J. S. Optimal design of tall RC-frame tube buildings. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v. 116, n.4, p. 877-897, Apr. 1990.

SUSSEKIND, J. C. **Curso de concreto**. v. 2. 6. ed. Rio de Janeiro: Globo, 1989. 380p.

VIANNA, L. C. C. **Otimização de seções transversais de concreto armado: aplicação a pórticos**. 2003. 143f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 2003.

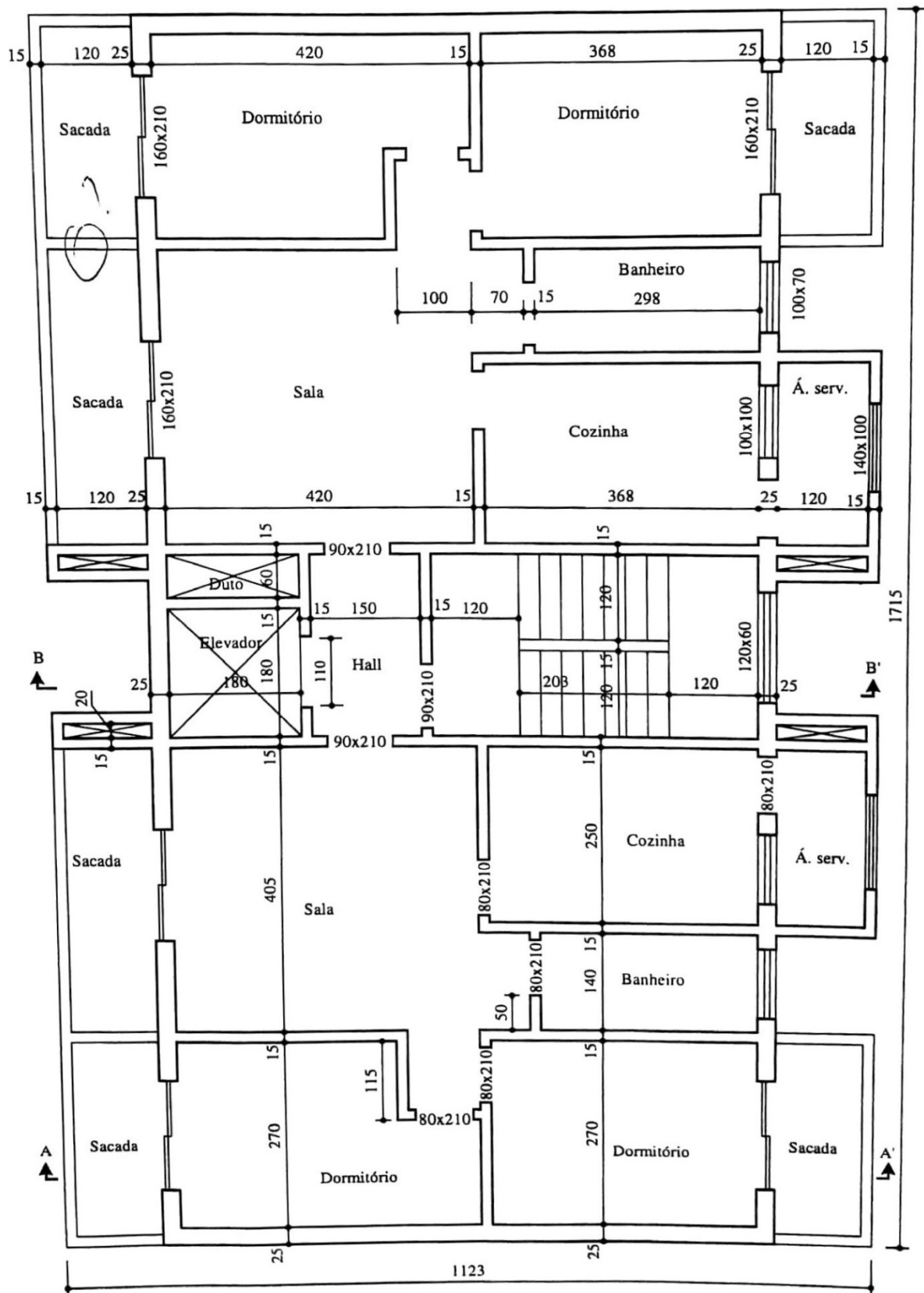
ANEXO A – PLANTAS ARQUITETÔNICAS DA EDIFICAÇÃO MODELO

Figura 19 - Planta baixa do pavimento térreo



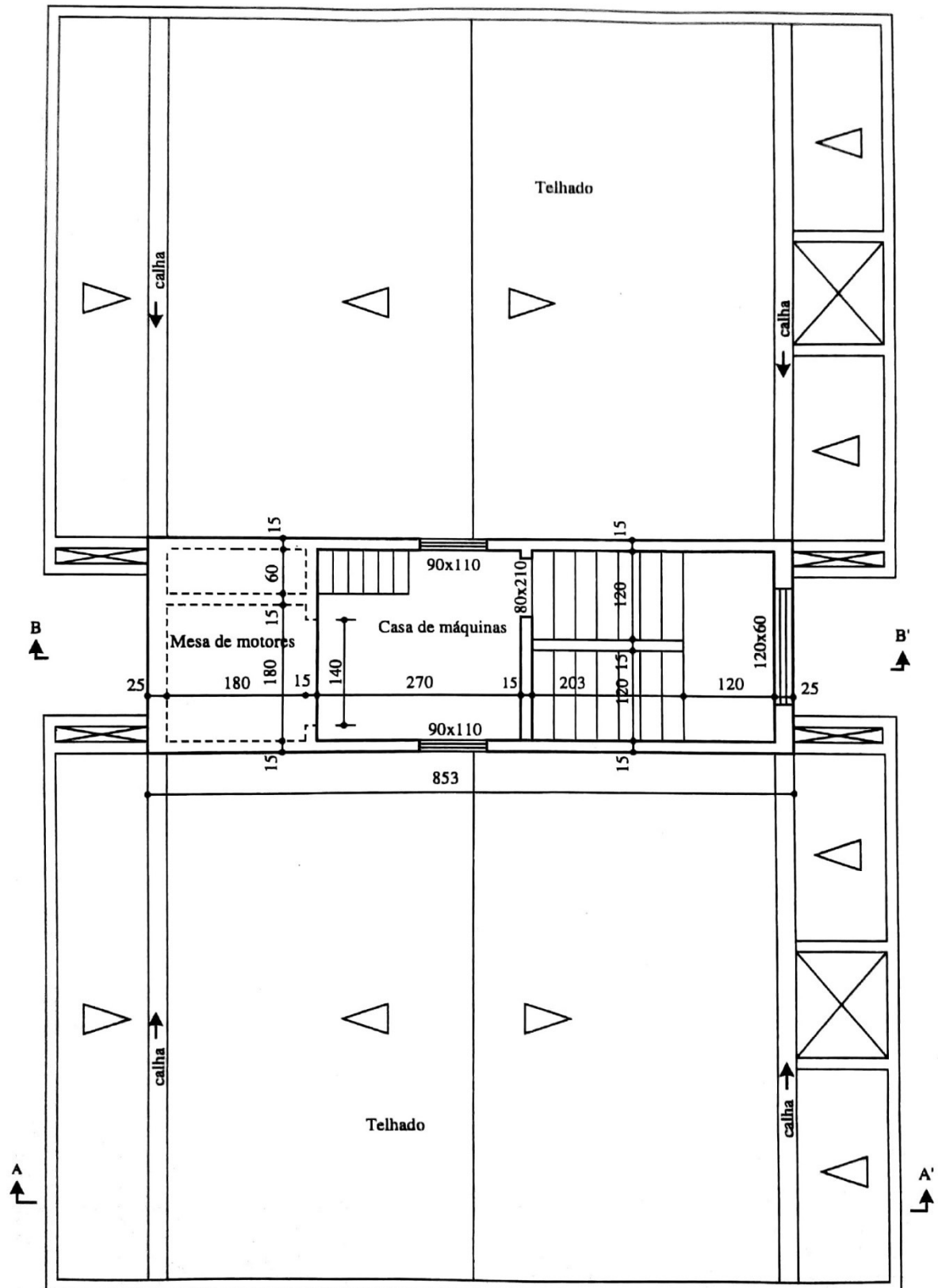
Fonte: Araújo (2004)

Figura 20 - Planta baixa do pavimento tipo



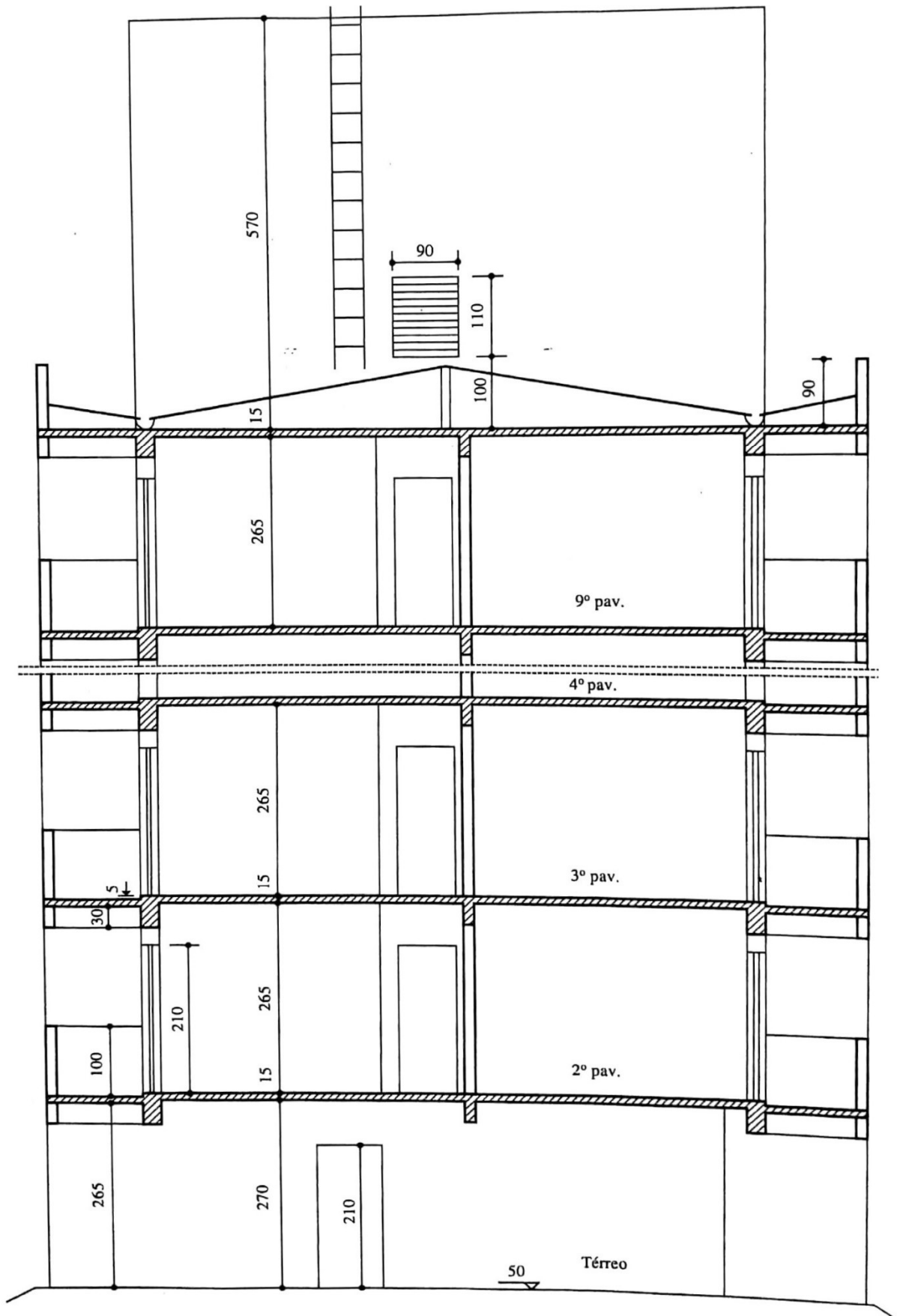
Fonte: Araújo (2004).

Figura 21 - Planta baixa do telhado e da casa de máquinas



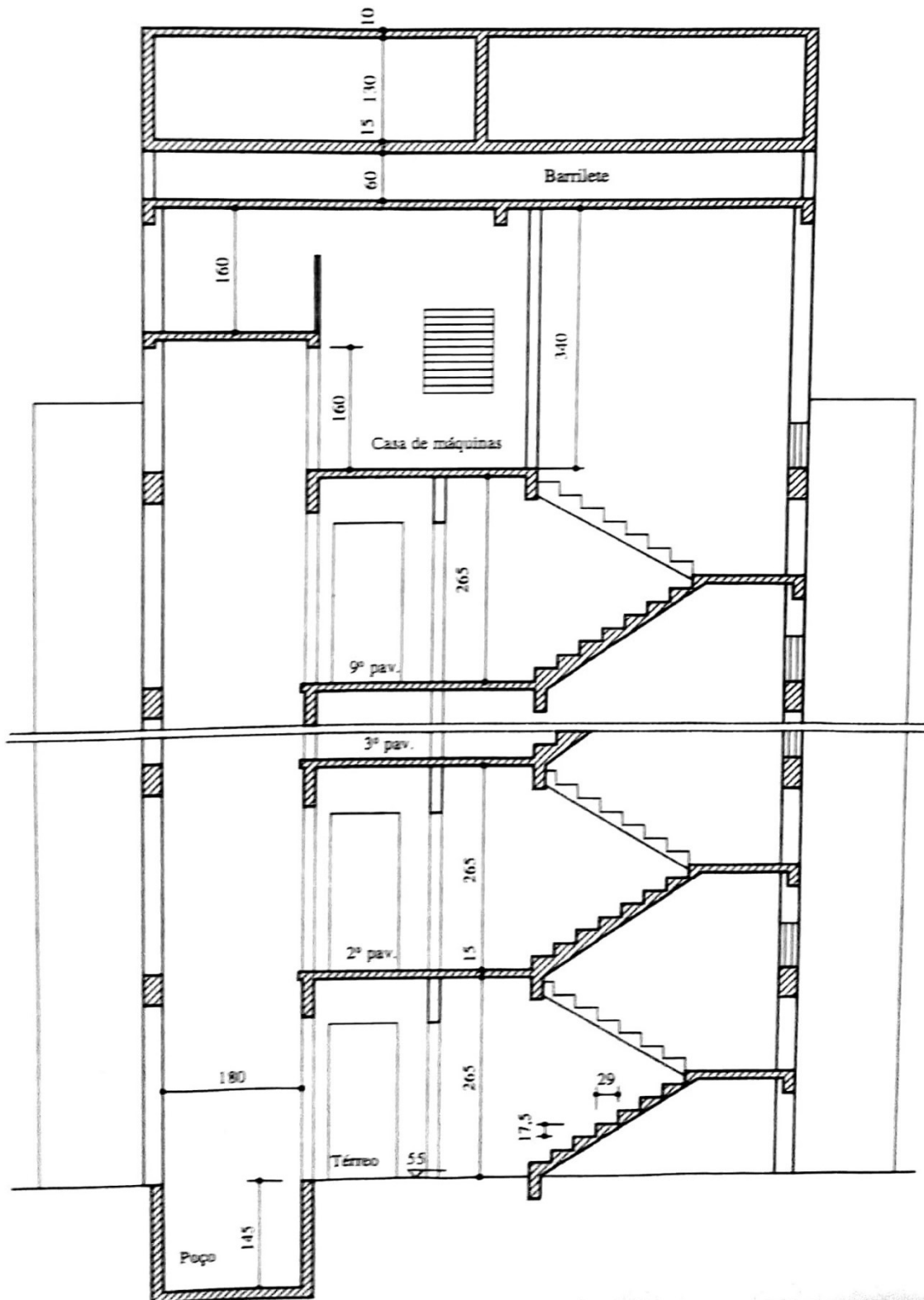
Fonte: Araújo (2004).

Figura 22 - Corte A-A'



Fonte: Araújo (2004).

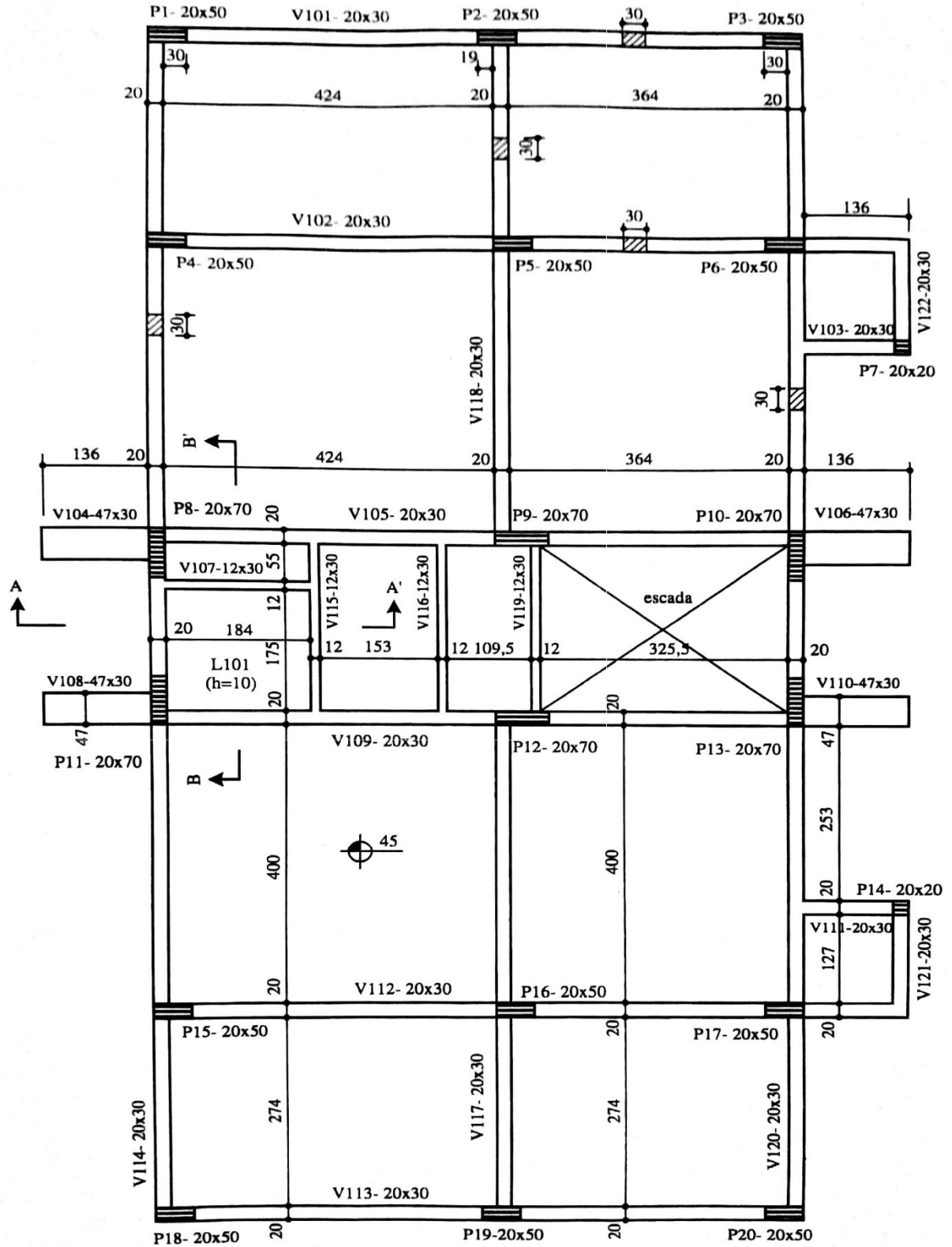
Figura 23 - Corte B-B'



Fonte: Araújo (2004).

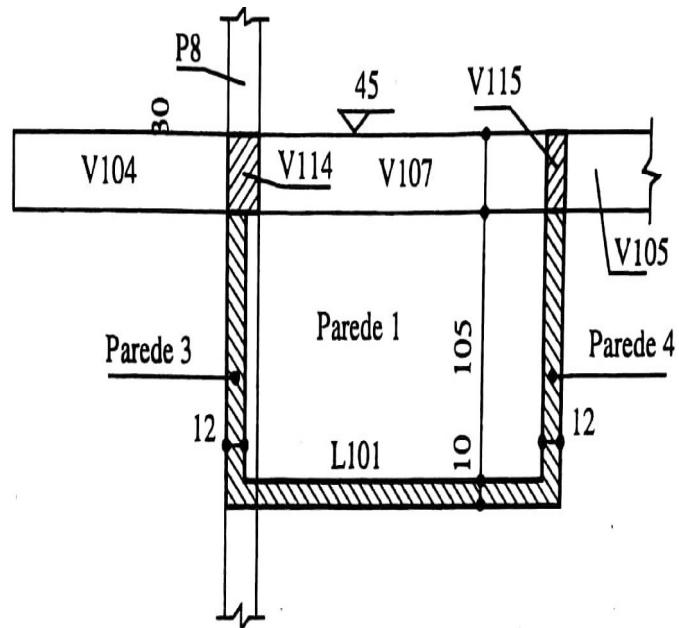
ANEXO B – PLANTAS DE FORMA DA EDIFICAÇÃO MODELO

Figura 24 - Formas do térreo



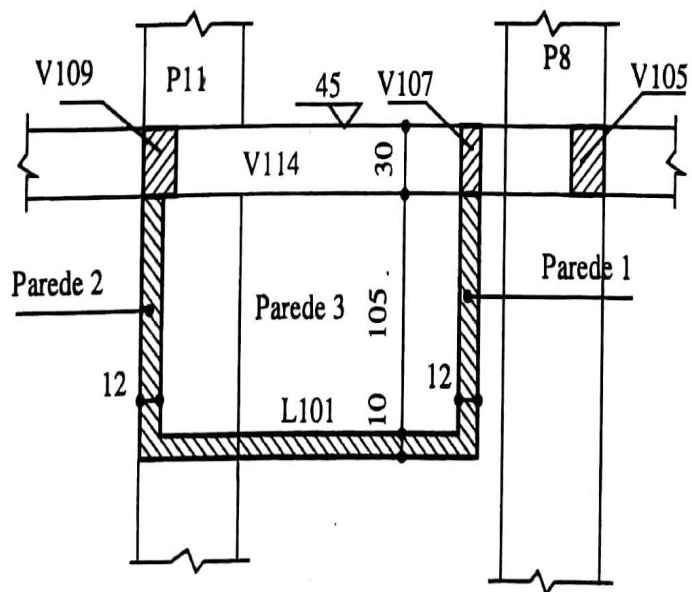
Fonte: Araújo (2004).

Figura 25 - Corte A-A' indicado na Figura 24



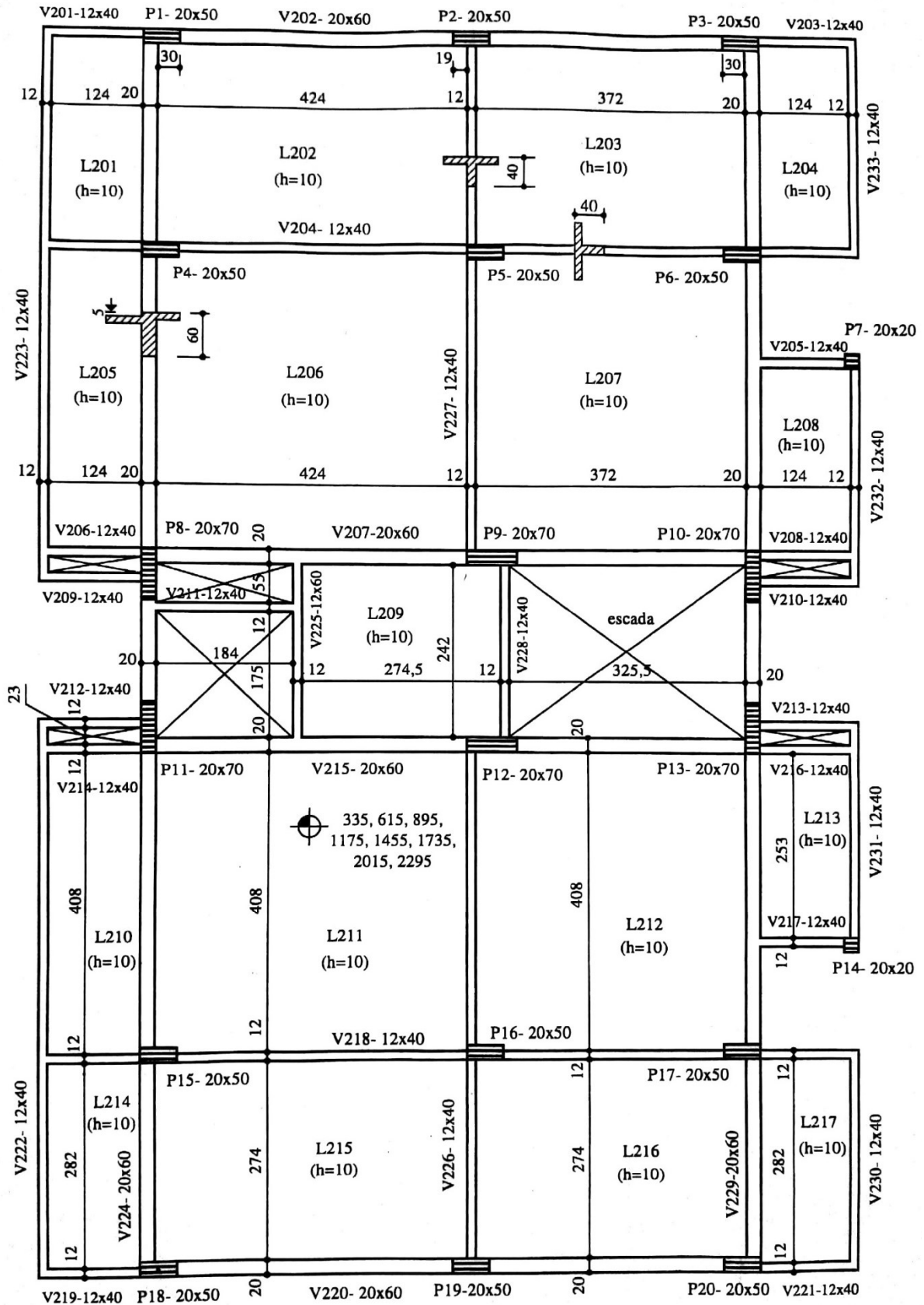
Fonte: Araújo (2004).

Figura 26 - Corte B-B' indicado na Figura 24



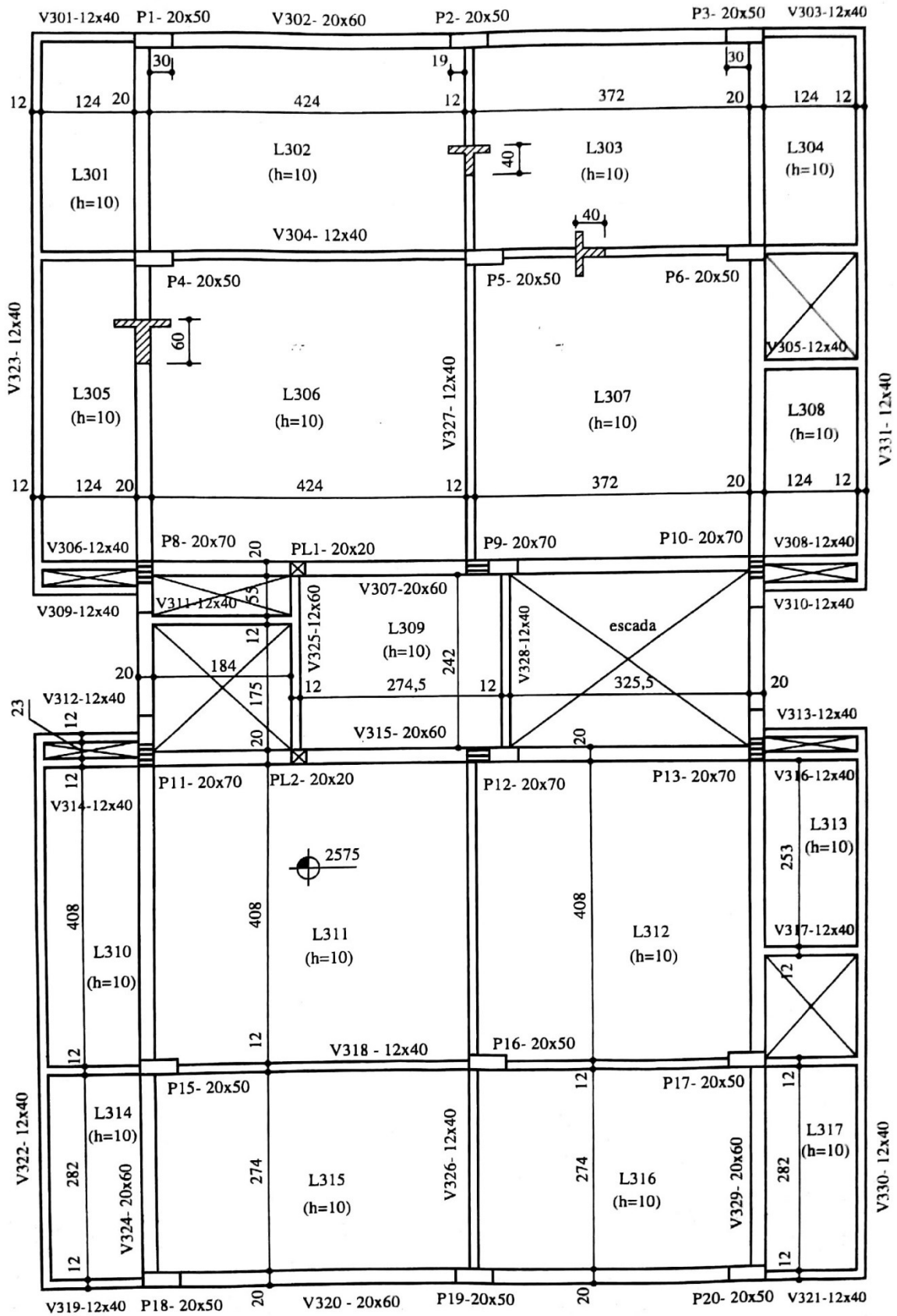
Fonte: Araújo (2004).

Figura 27 - Formas do pavimento tipo



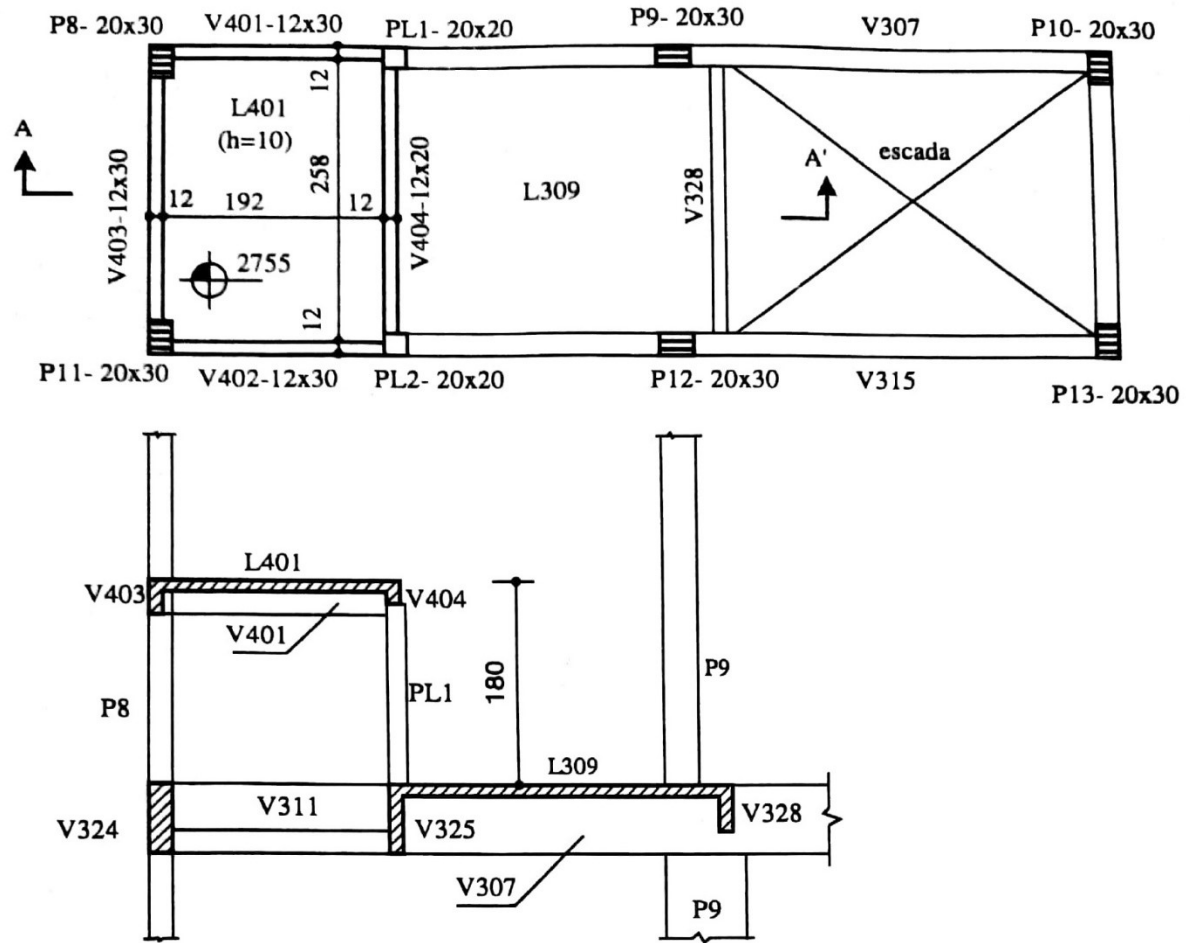
Fonte: Araújo (2004).

Figura 28 - Formas de cobertura e piso da casa de máquinas



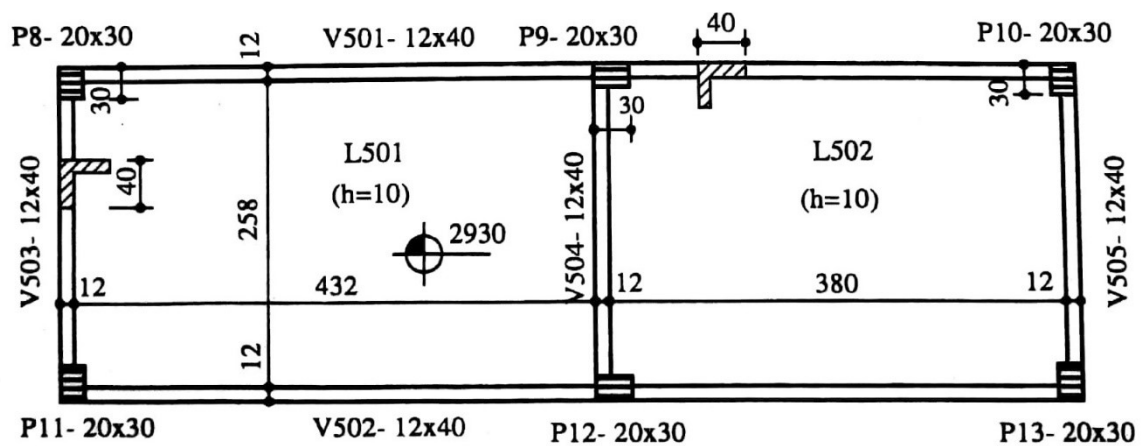
Fonte: Araújo (2004).

Figura 29 - Formas da mesa de motores



Fonte: Araújo (2004).

Figura 30 - Formas do teto da casa de máquinas



Fonte: Araújo (2004).