

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

Jairo Fonseca Ribeiro

**ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS: ANÁLISE DOS
EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM NAS ESTRUTURAS DE
CONCRETO**

Porto Alegre
dezembro 2010

JAIRO FONSECA RIBEIRO

**ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS: ANÁLISE DOS
EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM NAS ESTRUTURAS DE
CONCRETO**

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

Orientador: Ronald José Ellwanger

Porto Alegre
dezembro 2010

JAIRO FONSECA RIBEIRO

**ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS: ANÁLISE DOS
EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM NAS ESTRUTURAS DE
CONCRETO**

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

Porto Alegre, 20 de dezembro de 2010

Prof. Ronald José Ellwanger
DSc. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. João Ricardo Masuero (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Ronald José Ellwanger (UFRGS)
DSc. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Dedico este trabalho a minha mãe, Dalva, que sempre me apoiou com incansável paciência, estando ao meu lado em todos os difíceis momentos do meu Curso de Graduação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Ronald José Ellwanger, orientador deste trabalho, pelos valiosos ensinamentos e pela paciência no esclarecimento das dúvidas que surgiram ao longo do trabalho.

À Profa. Carin Maria Schmitt, pelo fundamental acompanhamento durante as duas disciplinas de trabalho de diplomação, e por seu grande empenho para que os trabalhos alcancem um elevado patamar de qualificação.

Ao Eng. Sérgio Henrique Santa Rosa, da Santa Rosa Engenharia de Estruturas Ltda., por ter gentilmente cedido o uso do software TQS no escritório onde atualmente estagio, inclusive em finais de semana e feriados, possibilitando, dessa forma, o desenvolvimento deste trabalho.

Ao amigo e colega de graduação Lucas Almeida Gabineski, pelas sugestões quando da definição do tema do trabalho, e pelo auxílio na aprendizagem das funções básicas do TQS.

Ao Eng. Alio Kimura, da TQS Informática Ltda., pelos esclarecimentos prestados quanto ao uso do software, bem como na interpretação dos dados de saída do programa, tendo respondido os questionamentos enviados sempre de forma pertinente e esclarecedora.

Ao Prof. João Ricardo Masuero, pelos conhecimentos tão bem transmitidos na área de mecânica estrutural, motivando com isso o gosto pela área de estruturas.

Ao Prof. Américo Campos Filho e ao Prof. Roberto Domingo Rios, pelos ensinamentos na área de concreto armado, essenciais para a área de concentração escolhida.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul, pelo ensino de excelência.

A meus pais, Carlos e Dalva, a minha irmã Denise, a meu sobrinho Julio, e aos queridos amigos, pelo apoio e paciência durante esta árdua caminhada.

A todos que não foram mencionados, mas que contribuíram de alguma forma para a realização deste trabalho.

Comece fazendo o que é necessário, depois o que é possível, e de repente você estará fazendo o impossível.

São Francisco de Assis

RESUMO

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

Neste trabalho é realizado um estudo sobre a estabilidade global das estruturas de concreto armado em edifícios, sendo verificado o comportamento dessas estruturas ao receberem carregamentos. São analisados os efeitos globais de segunda ordem considerando a não-linearidade física, que está relacionada com as variações nas propriedades do concreto, e também a não-linearidade geométrica, que diz respeito aos deslocamentos da estrutura ao receber carregamentos horizontais. Para a quantificação dos efeitos de segunda ordem utiliza-se o processo iterativo P-Delta, também conhecido como Cálculo Rigoroso de Pórticos Hiperestáticos, que simplifica, consideravelmente, os cálculos ao substituir a modificação gerada na geometria da estrutura por cargas horizontais suplementares. Os efeitos da não linearidade física são estimados considerando a redução das inércias das seções, através do método aproximado descrito na NBR 6118:2007. São comparadas estruturas de edifícios com diferentes combinações entre elementos de contraventamento, com enfoque a sistemas constituídos pela associação de pórticos com paredes e/ou núcleos resistentes. Esses sistemas de contraventamento melhoram consideravelmente a rigidez da estrutura, sendo solução adotada de forma a garantir-se a estabilidade global da edificação. A análise das estruturas é feita computacionalmente, utilizando como ferramenta o software TQS. Com os resultados fornecidos pelo software é determinado, para diferentes associações entre estruturas de contraventamento, a partir de que valores do parâmetro de instabilidade α , definido pela NBR 6118:2007, os efeitos de segunda ordem devem ser obrigatoriamente considerados. Os valores assim encontrados são analisados, sendo feitas constatações e tiradas as conclusões.

Palavras-chave: estabilidade global; estruturas; efeitos de segunda ordem; não-linearidade física; não-linearidade geométrica; NBR 6118:2007.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: etapas do trabalho	18
Figura 2: efeitos globais de segunda ordem	22
Figura 3: relação momento-curvatura para o concreto	23
Figura 4: cálculo rigoroso de pórticos hiperestáticos	31
Figura 5: evolução dos resultados de cálculo dos momentos fletores – processo P-Delta	32
Figura 6: estruturas de contraventamento e estruturas contraventadas	34
Figura 7: efeito básico de contraventamento	35
Figura 8: contraventamento dos edifícios altos	35
Figura 9: parede e pórtico em paralelo	36
Figura 10: parede e pórtico em série	37
Figura 11: lançamento de cargas de alvenaria no TQS	39
Figura 12: consideração das cargas acidentais no TQS	40
Figura 13: modelo estrutural do exemplo 1	41
Figura 14: deformação da estrutura no exemplo 1	43
Figura 15: exemplo de relatório dos parâmetros de estabilidade global	44
Figura 16: deformação da estrutura no exemplo 2	45
Figura 17: modelo estrutural do exemplo 2	46
Figura 18: deformação da estrutura no exemplo 3	47
Figura 19: modelo estrutural do exemplo 3	48
Figura 20: deformação da estrutura no exemplo 4	49
Figura 21: modelo estrutural do exemplo 4	50
Figura 22: deformação da estrutura no exemplo 5	51
Figura 23: modelo estrutural do exemplo 5	52
Figura 24: deformação da estrutura no exemplo 6	53
Figura 25: modelo estrutural do exemplo 6	54
Figura 26: deformação da estrutura no exemplo 7	55
Figura 27: modelo estrutural do exemplo 7	56
Figura 28: deformação da estrutura no exemplo 8	57
Figura 29: modelo estrutural do exemplo 8	58
Figura 30: deformação da estrutura no exemplo 9	59
Figura 31: modelo estrutural do exemplo 9	60
Figura 32: deformação da estrutura no exemplo 10	61

Figura 33: modelo estrutural do exemplo 10	62
Figura 34: deformação da estrutura no exemplo 11	63
Figura 35: modelo estrutural do exemplo 11	64
Figura 36: deformação da estrutura no exemplo 12	65
Figura 37: modelo estrutural do exemplo 12	66
Figura 38: deformação da estrutura no exemplo 13	67
Figura 39: modelo estrutural do exemplo 13	68
Figura 40: deformação da estrutura no exemplo 14	69
Figura 41: modelo estrutural do exemplo 14	70
Figura 42: modelo estrutural do exemplo 15	71
Figura 43: deformação da estrutura no exemplo 15	72
Figura 44: deformação da estrutura no exemplo 16	72
Figura 45: modelo estrutural do exemplo 16	73
Figura 46: deformação da estrutura no exemplo 17	74
Figura 47: deformação da estrutura no exemplo 18	74
Figura 48: modelo estrutural do exemplo 17	75
Figura 49: modelo estrutural do exemplo 18	76

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: carga distribuída por viga no pavimento tipo	40
Quadro 2: distribuição de carga de vento – edifício com 15 pavimentos	42
Quadro 3: distribuição de carga de vento – edifício com 25 pavimentos	55
Quadro 4: distribuição de carga de vento – edifício com 8 pavimentos	67
Quadro 5: resumo dos resultados obtidos	77
Quadro 6: rigidez das estruturas analisadas	78
Quadro 7: consumo de materiais	79

LISTA DE SÍMBOLOS

Fe_2 = momentos fletores de segunda ordem (kNcm)

Fe_1 = momentos fletores de primeira ordem (kNcm)

MR_d = momento fletor resistente de cálculo (kNcm)

NR_d = esforço normal resistente de cálculo (kN)

$(EI)_{sec}$ = rigidez secante (kNcm²)

E_{ci} = módulo de elasticidade tangente inicial (kN/cm²)

I_c = o momento de inércia da seção bruta de concreto (cm⁴)

α = parâmetro de instabilidade

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

N_k = soma das cargas verticais atuantes na estrutura (kN)

E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto (kN/cm²)

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto (kN/cm²)

n = número de níveis de barras horizontais

γ_z = coeficiente majorador dos efeitos de segunda ordem

$M_{l,tot,d}$ = momento de tombamento (kNcm)

$\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos das forças verticais pelos deslocamentos horizontais (kNcm)

Δa_i = deslocamento relativo do andar i (cm)

h_i = altura do andar i (cm)

$N_{j,i}$ = força normal de cálculo do pilar j , no andar i (kN)

p : número de pilares

M: momento fletor final (kNcm)

M_1 , M_2 : momentos fletores calculados numa dada seção da estrutura (kNcm)

RM2M1: relação entre momentos de segunda e de primeira ordem

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
2 MÉTODO DE PESQUISA	16
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	16
2.2 OBJETIVO DO TRABALHO	16
2.3 PRESSUPOSTOS	16
2.4 PREMISSA	17
2.5 DELIMITAÇÕES	17
2.6 LIMITAÇÕES	17
2.7 DELINEAMENTO	17
3 ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS	20
3.1 NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA	20
3.2 NÃO-LINEARIDADE FÍSICA	22
3.3 CRITÉRIOS PARA CONSIDERAÇÃO E ESTIMATIVA DOS EFEITOS GLOBAIS DE SEGUNDA ORDEM	25
3.3.1 Parâmetro de instabilidade α	25
3.3.2 Coeficiente γ_z	28
3.3.3 Processo P-Delta	29
3.4 ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO	32
4 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO	38
4.1 EXEMPLO 1	40
4.2 EXEMPLO 2	45
4.3 EXEMPLO 3	47
4.4 EXEMPLO 4	49
4.5 EXEMPLO 5	51
4.6 EXEMPLO 6	53
4.7 EXEMPLO 7	55
4.8 EXEMPLO 8	57
4.9 EXEMPLO 9	59
4.10 EXEMPLO 10	61
4.11 EXEMPLO 11	63
4.12 EXEMPLO 12	65
4.13 EXEMPLO 13	67
4.14 EXEMPLO 14	69

4.15 EXEMPLO 15	69
4.16 EXEMPLO 16	72
4.17 EXEMPLO 17	74
4.18 EXEMPLO 18	74
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	77
5.1 RESULTADOS OBTIDOS	77
5.2 CONCLUSÃO	79
REFERÊNCIAS	81

1 INTRODUÇÃO

Na análise da estabilidade de estruturas em geral, deve-se levar em consideração tanto os efeitos locais, em que se verifica o equilíbrio de cada elemento isoladamente, como os efeitos globais, considerando-se a estrutura trabalhando como um conjunto. Tais efeitos, locais e globais, podem ser de primeira ordem (o equilíbrio da estrutura é analisado na configuração geométrica inicial) ou de segunda ordem (equilíbrio analisado na condição deformada).

Com o avanço da tecnologia, edifícios cada vez mais altos e mais esbeltos têm sido construídos. Essa realidade requer um cuidado especial do engenheiro ao projetar estruturas de tal magnitude, uma vez que efeitos como o do vento ao longo de edificações esbeltas geram instabilidades que até pouco tempo não eram problema. Assim, o presente trabalho tem como objetivo estudar a estabilidade global nas estruturas de concreto armado em edifícios considerando os efeitos de segunda ordem nessas estruturas (efeitos não-lineares). Deu-se enfoque a edifícios com sistemas de contraventamento constituídos por associações de pórticos com paredes e/ou núcleos resistentes, sendo comparadas diferentes configurações estruturais possíveis para tais elementos.

A não-linearidade geométrica estudada neste trabalho consiste nos deslocamentos horizontais dos nós do pórtico, o que pode ocorrer quando são recebidos carregamentos. Quando a estrutura perde sua configuração geométrica inicial, ou seja, na condição deformada, as cargas verticais presentes geram momentos adicionais que não existiam inicialmente (efeitos de segunda ordem). A não-linearidade física diz respeito às variações nas propriedades do concreto armado (resultando em uma curva tensão-deformação não linear), estando também relacionada com o problema da fissuração do concreto, que reduz o valor do momento de inércia nas seções transversais.

A NBR 6118:2007 determina que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados sempre que não representem acréscimo superior a 10% nas reações e solicitações relevantes da estrutura. Partindo desse ponto, foram comparados edifícios com diferentes combinações de estruturas de contraventamento, verificando-se, para as variadas associações entre esses elementos, a partir de que valores do parâmetro de instabilidade α , descrito na mesma Norma,

torna-se indispensável a consideração dos efeitos globais de segunda ordem. Em uma situação real de projeto, depois de realizada a análise da estabilidade global, caso seja concluído que a estrutura projetada não é estável, deve ser adotada uma solução que aumente sua rigidez, o que pode ser resolvido com uma melhor concepção das estruturas de contraventamento presentes na edificação.

Como método de análise foi utilizado o processo iterativo P-Delta com o auxílio do software TQS para simulação dos efeitos globais de segunda ordem. O processo P-Delta, ao invés de considerar explicitamente a modificação da geometria na condição deformada (e os respectivos momentos gerados pelas excentricidades devidas a tais deformações), simplifica bastante o processo iterativo substituindo a modificação na geometria por cargas horizontais suplementares. Adotando-se esse método como ferramenta computacional foi possível comparar as estruturas de forma adequada, sendo assim obtidos os resultados necessários ao desenvolvimento do trabalho.

O capítulo 2 deste trabalho descreve o método de pesquisa desenvolvido para sua elaboração, onde são apresentados a questão de pesquisa, o objetivo, pressupostos, premissa, delimitações, limitações, e também o delineamento das etapas que compõem o trabalho de diplomação. O capítulo 3 traz a revisão bibliográfica, imprescindível para a realização do trabalho, sendo apresentados aspectos teóricos relativos às não-linearidades física e geométrica, critérios para consideração e quantificação dos efeitos de segunda ordem, e o conceito de estruturas de contraventamento. No capítulo 4 são analisados 18 exemplos práticos nos quais são avaliados os efeitos globais de segunda ordem em um edifício ao ser variado seu sistema de contraventamento. Por fim, no capítulo 5, são acrescentadas as últimas considerações, sendo então concluído o trabalho de diplomação.

2 MÉTODO DE PESQUISA

Este capítulo apresenta o método desenvolvido para elaboração da pesquisa, indicando a questão de pesquisa, o objetivo do trabalho, pressupostos, premissa, delimitações, limitações, e o delineamento das etapas que compõem o trabalho.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: para que possam ser desconsiderados os efeitos globais de segunda ordem, que valores limites o parâmetro de instabilidade α deve assumir para diferentes combinações entre estruturas de contraventamento, em edifícios compostos por associações de pórticos com paredes e/ou núcleos resistentes?

2.2 OBJETIVO DO TRABALHO

O objetivo do trabalho é a determinação do valor limite do parâmetro de instabilidade α para diferentes combinações entre estruturas de contraventamento, em edifícios compostos por associações de pórticos com paredes e/ou núcleos resistentes, analisando-se a viabilidade de interpolação entre os limites previstos na NBR 6118:2007 para a desconsideração dos efeitos globais de segunda ordem.

2.3 PRESSUPOSTOS

O trabalho tem por pressupostos que:

- a) o software TQS, através do método P-Delta, simula os efeitos globais de segunda ordem de maneira satisfatória, obtendo resultados próximos ao comportamento real da estrutura;

- b) o limite de 10% nos acréscimos gerados nas reações e solicitações relevantes da estrutura, estabelecido pela NBR 6118:2007 para que os efeitos de segunda ordem possam ser desprezados, é admitido válido.

2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que a análise da estabilidade global de uma estrutura é fundamental para confirmar a plena satisfação de seus estados limites.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao estudo de edifícios com estrutura convencional em concreto armado, sendo seus sistemas de contraventamento constituídos pela associação de pórticos com paredes e/ou núcleos resistentes.

2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) uso de apenas um software para simulação do comportamento da estrutura;
- b) efeitos de segunda ordem gerados pela não-linearidade física considerados de forma simplificada, através de redutores da inércia dos elementos de concreto;
- c) análise de um número limitado de configurações estruturais, porém considerado suficiente para a satisfação do objetivo proposto.

2.7 DELINEAMENTO

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

- a) pesquisa bibliográfica;

- b) conhecimento do software TQS;
- c) definição das configurações estruturais a serem estudadas;
- d) análise computacional do comportamento das estruturas ao receberem carregamentos;
- f) interpretação e tratamento dos resultados fornecidos pelo software;
- e) considerações finais e conclusão.

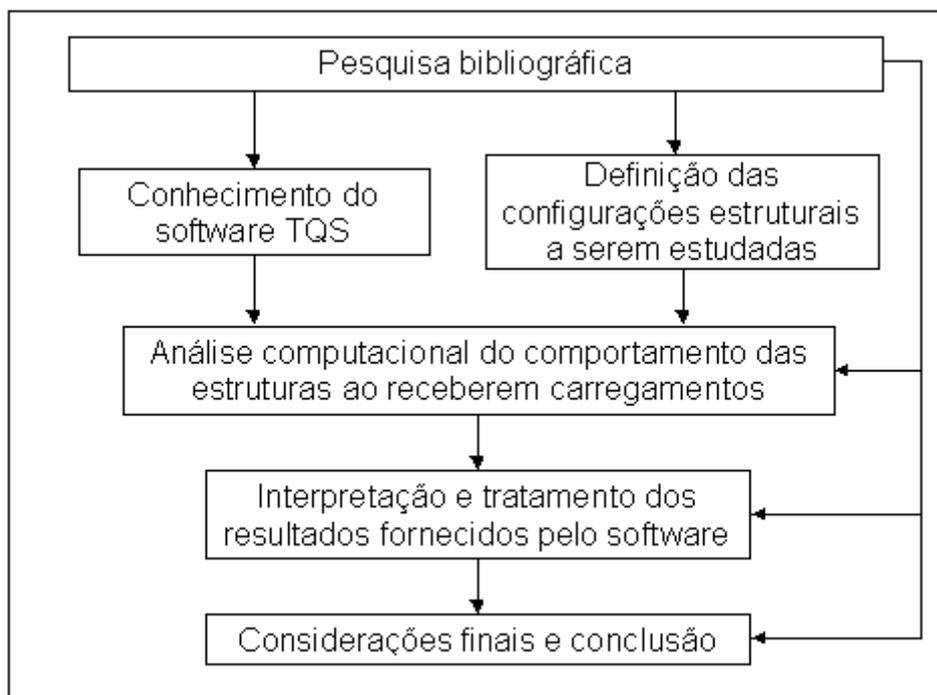


Figura 1: etapas do trabalho

A finalidade da **pesquisa bibliográfica** foi a formação de uma consistente base teórica, o que norteou o desenvolvimento das demais etapas do trabalho. Teve como referência a NBR 6118:2007, em especial o capítulo 15, que trata de instabilidade e efeitos de 2ª ordem. Além da mencionada Norma, o trabalho embasou-se na bibliografia técnica pertinente ao assunto, o que abrangeu livros, trabalhos de conclusão de cursos de graduação, dissertações de mestrado, teses de doutorado e artigos publicados. Esta etapa esteve presente ao longo de todo o desenvolvimento do trabalho, até a sua finalização.

A etapa denominada **conhecimento do software TQS** consistiu na familiarização do pesquisador com esse software, escolhido por ter sido julgado como ferramenta adequada à análise estrutural requerida pelo trabalho proposto. Foram dominados inicialmente os

comandos básicos e depois então aprendidos os comandos específicos de análise dos efeitos de segunda ordem, ou seja, a aplicação propriamente dita do processo iterativo P-Delta.

Na etapa **definição das configurações estruturais a serem estudadas**, foram determinados os modelos de edifícios para análise (dimensões, número de pavimentos, etc.), além de serem definidas as diferentes combinações entre os elementos de contraventamento (pórticos, paredes e núcleos resistentes) que seriam abordadas no trabalho.

Em uma etapa seguinte, procedeu-se à **análise computacional do comportamento das estruturas ao receberem carregamentos**, na qual, com o uso do software TQS, foi verificado como as estruturas se comportam, de forma global, ao serem carregadas, obtendo-se então os esforços gerados na condição deformada.

Na etapa definida como **interpretação e tratamento dos resultados fornecidos pelo software** os dados gerados foram interpretados, comparando-se os resultados obtidos para as várias configurações estruturais em estudo. Verificou-se, dessa forma, como se comporta o parâmetro de instabilidade α ao serem variadas as contribuições dos diferentes elementos de contraventamento para com a rigidez total do edifício, visando sempre os valores limite do parâmetro para que passe a ser indispensável a consideração dos efeitos globais de segunda ordem. O tratamento dos resultados foi feito com o uso de quadros para organização dos dados, o que possibilitou uma melhor visualização das respostas obtidas na pesquisa.

Por fim, na etapa denominada **considerações finais e conclusão** foram acrescentadas as últimas considerações, ocorrendo então a finalização do trabalho.

3 ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS

Nos projetos estruturais, usualmente, os cálculos e verificações são efetuados elemento a elemento, fazendo-se a análise de cada parcela da estrutura (pilar, viga, laje, etc.) de maneira isolada. Além dessa análise, no entanto, deve-se dar especial atenção ao comportamento da estrutura quando todas suas partes, que foram calculadas em separado, estiverem conectadas e recebendo carregamentos.

Wordell (2003, p. 13), sobre o conceito de estabilidade global, afirma que:

[...] hoje, nas grandes cidades, a escassez e o custo elevado de espaço fizeram com que os projetos arquitetônicos buscassem utilizar totalmente a pouca área horizontal existente e maximizassem a altura das edificações.

Com este aumento significativo na altura das edificações, a atenção não deve ser dada apenas às cargas verticais nos pilares, mas também, à instabilidade global da edificação, de tal forma que os pilares possam resistir aos esforços horizontais.

Dessa forma, com a construção de estruturas cada vez mais altas e mais esbeltas (para um maior aproveitamento dos espaços disponíveis), a avaliação da estabilidade do conjunto estrutural frente a carregamentos tais como, por exemplo, o vento ao longo de um grande edifício, ganha considerável relevância. Neste capítulo são apresentados os conceitos de não-linearidade geométrica e física, critérios para consideração e quantificação dos efeitos globais de segunda ordem, e ainda as estruturas de contraventamento, empregadas para reduzir esses efeitos a níveis aceitáveis.

3.1 NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA

De acordo com Fusco (1976, p. 126):

[...] o comportamento linear da estrutura exige a existência do comportamento linear do material e de uma geometria adequada da estrutura. Quando uma dessas condições não é satisfeita, a estrutura apresenta um comportamento não linear, podendo existir uma não linearidade física ou uma não linearidade geométrica.

A não-linearidade geométrica está relacionada com o deslocamento horizontal dos nós da estrutura ao receber carregamentos, devendo ser analisado, então, o arranjo estrutural na condição deformada, e não apenas na configuração geométrica inicial. Essa análise é necessária em razão do surgimento dos chamados efeitos de segunda ordem: o deslocamento horizontal da estrutura causa excentricidades nas cargas verticais recebidas pelos pilares, sendo gerados, conseqüentemente, solicitações (momentos) que não existiam na condição anterior às deformações.

Sobre esses efeitos, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 89) define que:

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

Os efeitos de 2ª ordem, em cuja determinação deve ser considerado o comportamento não-linear dos materiais, podem ser desprezados sempre que não representem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes da estrutura.

O conceito de efeitos globais de segunda ordem é enfatizado por Wordell (2003, p. 16), quando indica que “Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura de um edifício deslocam-se lateralmente. Esses deslocamentos podem, em certos casos, causar o aparecimento de importantes efeitos de segunda ordem.”.

Nesse sentido, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 91) classifica as estruturas quanto ao deslocamento dos nós:

As estruturas são consideradas, para efeito de cálculo, como de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem.

As estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados.

A figura 2 demonstra efeitos de segunda ordem afetando a estabilidade global das estruturas.

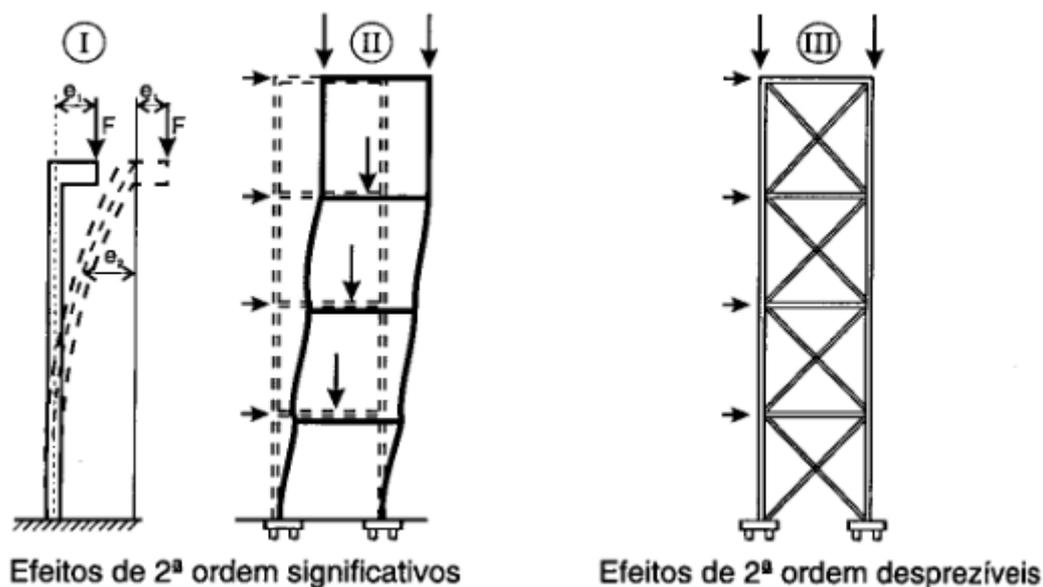


Figura 2: efeitos globais de segunda ordem (FUSCO, 1995, p. 366)

Na figura 2, na situação I, percebe-se o acréscimo dos momentos fletores Fe_2 , de segunda ordem, aos momentos fletores Fe_1 , de primeira ordem. A situação II demonstra como os esforços de segunda ordem podem ser significativos nas estruturas altas, inclusive com risco de colapso global da construção. Na III tem-se o que seria uma estrutura dotada de elementos estruturais de grande rigidez, que podem tornar desprezíveis os efeitos de segunda ordem (FUSCO, 1995, p. 366).

3.2 NÃO-LINEARIDADE FÍSICA

A não-linearidade física está relacionada com a variabilidade das propriedades do concreto, sendo explicada por Wordell (2003, p. 27):

Uma questão importante na análise de uma estrutura de concreto armado diz respeito às propriedades do material concreto, que apresenta uma curva tensão-deformação não linear. Esta situação é chamada de não-linearidade física (NLF) do material. Devido à curva tensão-deformação não ser linear, o valor do módulo de elasticidade (E) não permanece constante. Outro aspecto diz respeito ao problema da fissuração do concreto, que ocorre com o aumento das solicitações, fazendo com que o valor do momento de inércia das seções transversais se reduza significativamente. Consequentemente o valor da rigidez da seção não permanece constante.

Assim sendo, para que tais variações nas propriedades do concreto sejam levadas em conta ao se realizar um processo iterativo, dever-se-ia, a rigor, modificar a rigidez das barras em função do diagrama de momentos a cada etapa do cálculo, atualizando as relações momento-curvatura correspondentes à força axial atuante (WORDELL, 2003, p. 27). Esse procedimento é previsto pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 89) ao ser mencionado que “O principal efeito da não-linearidade pode, em geral, ser considerado através da construção da relação momento-curvatura para cada seção, com armadura suposta conhecida, e para o valor da força normal atuante.”. A figura 3 demonstra essa relação.

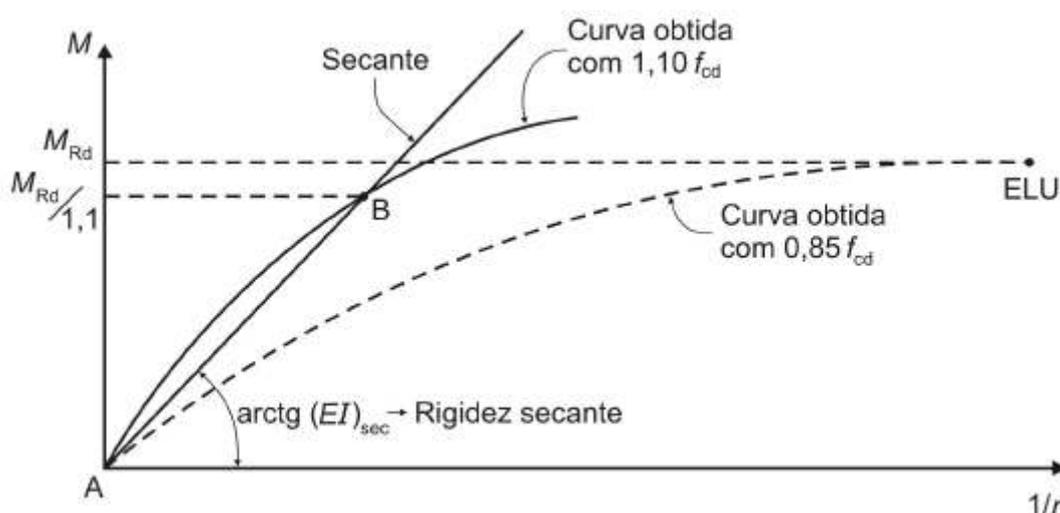


Figura 3: relação momento-curvatura para o concreto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 90)

Sobre os dados apresentados na figura 3, a Norma explica (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 90):

A curva cheia AB, que, a favor da segurança, pode ser linearizada pela reta AB, é utilizada no cálculo das deformações.

A curva tracejada, obtida com os valores de cálculo das resistências do concreto e do aço, é utilizada somente para definir os esforços resistentes M_{Rd} e N_{Rd} (ponto de máximo).

A reta AB é caracterizada pela rigidez secante $(EI)_{sec}$, que pode ser utilizada em processos aproximados para flexão composta normal ou oblíqua.

O procedimento apresentado, no entanto, é bastante trabalhoso, sendo possível substituí-lo por um método simplificado para análise da não-linearidade física, que foi o adotado neste trabalho. Tal método consiste em considerar reduções nas inércias das seções, o que é também previsto pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 94). Segundo a Norma, em estruturas reticuladas com, no mínimo, quatro andares, a não-linearidade física pode ser considerada de forma aproximada na análise dos esforços globais de 2ª ordem, calculando-se os valores das rigidezes dos elementos estruturais pelas fórmulas 1 (em lajes), 2 (em vigas com armadura negativa diferente da positiva), 3 (em vigas com armaduras positiva e negativa idênticas) ou 4 (em pilares):

$$(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c \quad (\text{fórmula 1})$$

$$(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c \quad (\text{fórmula 2})$$

$$(EI)_{sec} = 0,5E_{ci}I_c \quad (\text{fórmula 3})$$

$$(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

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

E_{ci} : módulo de deformação tangente inicial;

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

Ainda segundo a Norma, quando a estrutura de contraventamento for composta exclusivamente por vigas e pilares, tendo γ_z (parâmetro que será explicado adiante) menor que 1,3, pode-se calcular a rigidez das vigas e pilares pela fórmula 5 (ASSOCIAÇÃO

BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 94), cujos termos são os mesmos das fórmulas anteriores:

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,7E_{ci}I_c \quad (\text{fórmula 5})$$

A Norma salienta, no entanto, que esses valores de rigidez são aproximados, não podendo ser adotados na avaliação de esforços locais de segunda ordem (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 94).

3.3 CRITÉRIOS PARA CONSIDERAÇÃO E ESTIMATIVA DOS EFEITOS GLOBAIS DE SEGUNDA ORDEM

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 92-93) descreve dois processos aproximados que podem ser utilizados para se verificar se a consideração dos efeitos globais de segunda ordem é dispensável, indicando se a estrutura deve ser classificada como sendo de nós fixos ou de nós móveis, sem a necessidade de um cálculo rigoroso. A seguir são apresentados esses critérios aproximados, e, também, o método de cálculo rigoroso que foi utilizado no trabalho.

3.3.1 Parâmetro de instabilidade α

Um dos processos aproximados é aquele que utiliza o parâmetro de instabilidade α , que pode ser obtido através da fórmula 6 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 92):

$$\alpha = H_{\text{tot}} \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)} \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

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

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

$E_{cs}I_c$: somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de 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.

Ainda segundo a Norma, como módulo de elasticidade E_{cs} , na análise da estabilidade global, pode-se adotar o valor de 0,85 vezes o módulo de deformação tangente inicial E_{ci} , conforme fórmulas 7 e 8 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 23), cujos resultados são obtidos em MPa:

$$E_{ci} = 5.600 f_{ck}^{1/2} \quad (\text{fórmula 7})$$

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci} \quad (\text{fórmula 8})$$

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

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 92) determina, ainda, que o valor de I_c deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares e que, para calcular a rigidez do pilar equivalente:

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

Dessa forma, segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 92), pode-se considerar uma estrutura reticulada simétrica como sendo de nós fixos se o seu parâmetro de instabilidade α for menor que um determinado valor, denominado α_1 .

Caso o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo seja igual ou superior a 4, o valor de α_1 é tomado como sendo igual a 0,6. Caso o mencionado número de níveis seja igual ou inferior a 3, o valor de α_1 é obtido pela fórmula 9 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 92):

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad (\text{fórmula 9})$$

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

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 92) ainda salienta que:

O valor limite $\alpha_1 = 0,6$ prescrito para $n \geq 4$ é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios. Pode ser adotado para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede. Pode ser aumentado para $\alpha_1 = 0,7$ no caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede e deve ser reduzido para $\alpha_1 = 0,5$ quando só houver pórticos.

Ou seja, a Norma prevê unicamente esses valores genéricos como limites para o parâmetro (0,5, 0,6 ou 0,7), não contemplando combinações em que sejam variadas as parcelas contribuintes de cada tipo de contraventamento para com a rigidez total do edifício. Nesse sentido, com as análises estruturais realizadas no presente trabalho procurou-se verificar a viabilidade de serem adotados valores interpolados entre os limites previstos pela Norma.

Uma limitação do parâmetro de instabilidade α é bem observada por Wordell (2003, p. 18):

Esse parâmetro tem o objetivo único de fornecer ao projetista uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. Se ficar demonstrado a necessidade da consideração dos esforços adicionais, devido aos deslocamentos da

estrutura, o projetista deverá utilizar um majorador ou algum outro processo para quantificar o acréscimo destes esforços de segunda ordem.

Em outras palavras, parâmetro α apenas indica se o projetista pode, ou não, desprezar os efeitos de segunda ordem. Em caso negativo, deverá recorrer a algum outro método que estime os valores desses efeitos.

3.3.2 Coeficiente γ_z

O segundo processo aproximado para avaliar a sensibilidade de uma estrutura aos efeitos globais de segunda ordem é com o uso do coeficiente γ_z , calculado pela fórmula 10 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 93):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (\text{fórmula 10})$$

Onde:

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

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

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 93) então conclui que “Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição: $\gamma_z \leq 1,1$ ”.

O coeficiente γ_z , além de indicar se a estrutura deve ser considerada como sendo de nós fixos ou de nós móveis, fornece uma estimativa dos valores adicionados nas reações e solicitações

relevantes, pois, segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 94):

Uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$. Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,3$.

Wordell (2003, p. 21-22) reforça essa conclusão ao indicar que “Este coeficiente é utilizado como um majorador dos esforços de primeira ordem, para obtenção dos esforços finais, os quais já incluem os esforços de segunda ordem. Dessa forma, dispensa-se a análise de segunda ordem.”. Ainda segundo o autor, “A principal vantagem do parâmetro γ_z sobre o parâmetro α , é que fornece uma estimativa dos acréscimos dos esforços de segunda ordem, enquanto α indica apenas a necessidade, ou não, da realização de uma análise de segunda ordem.”.

3.3.3 Processo P-Delta

Os processos anteriormente apresentados são aproximados, servindo apenas para indicar se há necessidade de uma análise de segunda ordem, no caso do parâmetro α , ou ainda estimar os acréscimos gerados nos esforços, no caso do coeficiente γ_z . Quando se requer um cálculo mais preciso dos efeitos de segunda ordem, um método adequado é o chamado processo P-Delta.

Fusco (1981, p. 368), que descreve o processo denominando-o como cálculo rigoroso de pórticos hiperestáticos, salienta a viabilidade do método ao indicar que “No caso de pórticos múltiplos com barras perpendiculares entre si, pode-se desenvolver um processo de cálculo suficientemente rigoroso que pode ser programado para emprego prático, [...]”.

O método considera, para simplificação dos cálculos, a estrutura na condição geométrica inicial, substituindo a modificação na geometria por cargas horizontais suplementares. Fusco (1981, p. 368) descreve as etapas do processo:

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

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

Todavia, em lugar de as barras serem consideradas com deformações iniciais, como foi feito em outros casos já analisados, admite-se novamente a configuração inicial do pórtico, substituindo-se o efeito de 2.^a ordem por um efeito de 1.^a ordem equivalente.

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

Admitindo-se todos os nós como sendo articulados, pode-se, então, calcular a força horizontal de sustentação, em cada nó, pela fórmula 11 (FUSCO, 1981, p. 368):

$$H_i = \frac{\Delta a_i}{h_i} \sum_{j=1}^p N_{j,i} - \frac{\Delta a_{i-1}}{h_{i-1}} \sum_{j=1}^p N_{j,i-1} \quad (\text{fórmula 11})$$

Onde:

Δa_i : deslocamento relativo do andar i;

h_i : altura do andar i;

$N_{j,i}$: força normal de cálculo do pilar j, no andar i;

p: número de pilares.

Na sequência dos cálculos, de acordo com *Comité Euro-International du Béton* (1977 apud FUSCO, 1981, p. 368), “Calculam-se novamente os deslocamentos horizontais dos diferentes andares, repetindo-se o processo quantas vezes for necessário. Em cada etapa deve ser avaliada convenientemente a rigidez de cada barra da estrutura, em função dos esforços calculados na etapa anterior, [...]”.

A referida avaliação conveniente da rigidez está relacionada com a não-linearidade física. Neste trabalho, para estimar tais efeitos, será adotada a consideração aproximada da não-linearidade física, prevista pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 94), processo apresentado anteriormente em 3.2.

A estrutura é dita estável quando os deslocamentos a_i dos andares e as respectivas forças horizontais fictícias convergirem para valores finitos (FUSCO, 1981, p. 368). A figura 4

demonstra as etapas do processo, sendo que a numeração dos andares e das forças inicia no topo e segue em direção ao térreo.

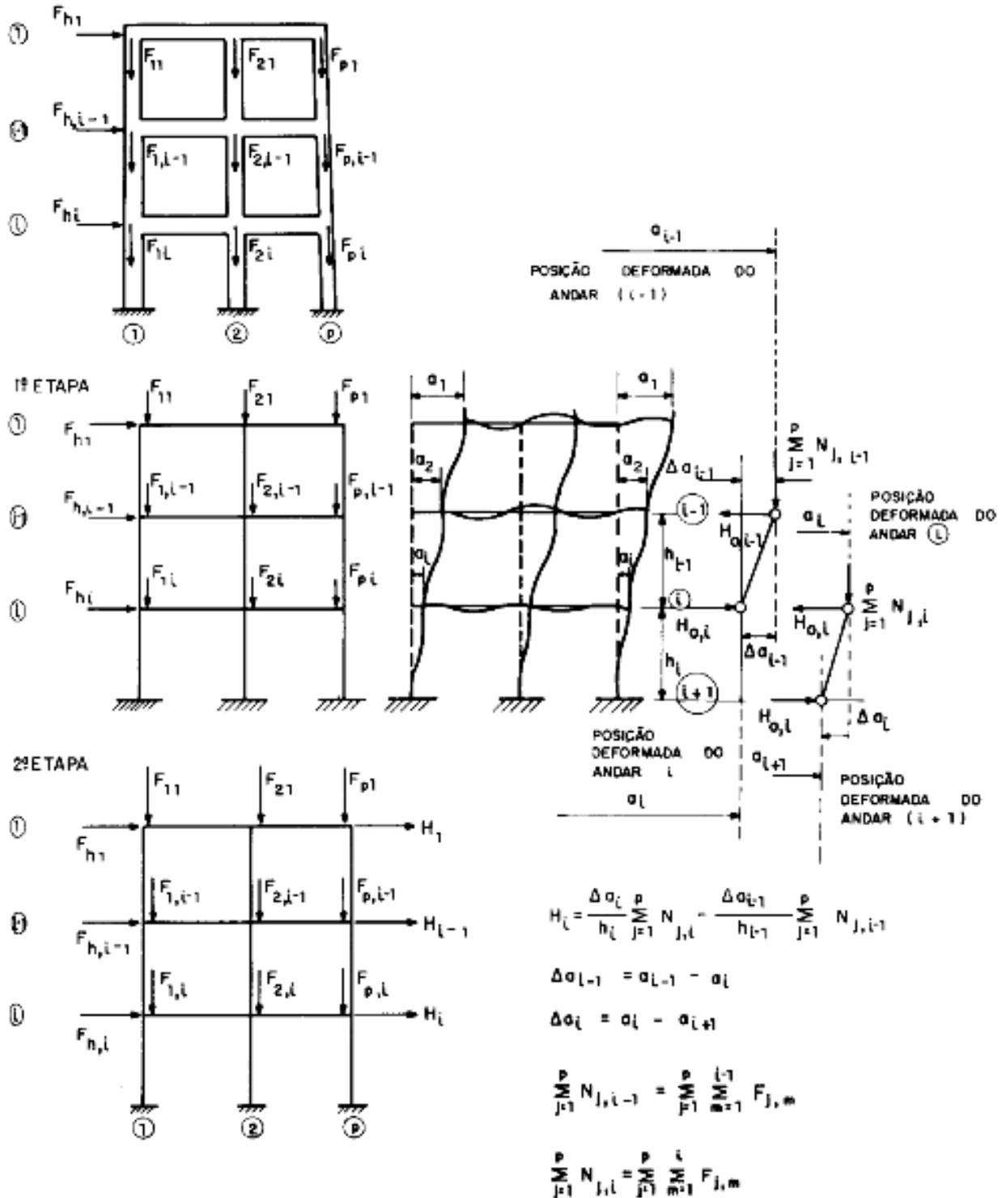


Figura 4: cálculo rigoroso de pórticos hiperestáticos (FUSCO, 1981, p. 369)

Pode-se, então, acelerar o processo de determinação dos momentos fletores finais através da fórmula 12 (COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, 1977 apud FUSCO, 1981, p. 368):

$$M = \frac{M_1}{1 - \frac{M_2 - M_1}{M_1}} \quad (\text{fórmula 12})$$

Onde:

M: momento fletor final;

M_1, M_2 : momentos fletores calculados numa dada seção da estrutura.

A evolução dos cálculos dos momentos fletores através do processo está representada na figura 5.

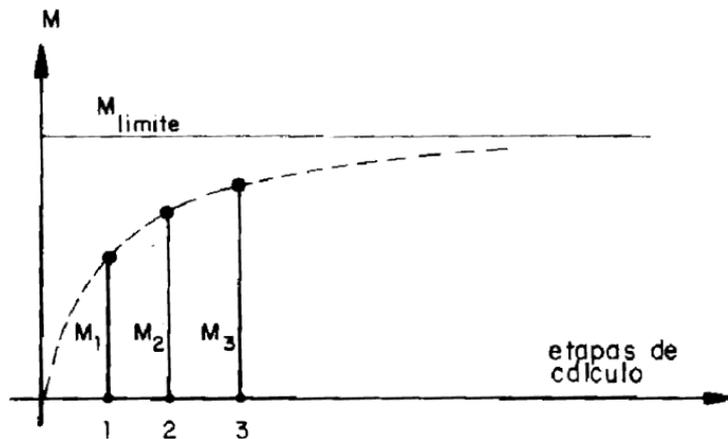


Figura 5: evolução dos resultados de cálculo dos momentos fletores – processo P-Delta (adaptada de FUSCO, 1981, p. 370)

3.4 ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO

Quando for constatado, após a análise dos efeitos de segunda ordem, que uma determinada estrutura extrapolou os limites admitidos para sua instabilidade global, deve-se adotar uma

solução de forma a aumentar a rigidez do edifício, reduzindo os efeitos de segunda ordem a valores aceitáveis e garantindo a estabilidade do conjunto. Para tanto, são previstas as chamadas estruturas de contraventamento. Esse conceito é enfatizado por Fusco (1976, p. 27):

Toda construção, para que possa cumprir suas finalidades, deve possuir um conjunto de partes resistentes. Entendida como o conjunto de partes resistentes da construção, a estrutura deve garantir a existência de uma certa segurança contra estados limites, nos quais a construção deixa de cumprir suas finalidades.

Em virtude da complexidade das construções, a realização das estruturas requer o emprego de diferentes tipos de peças estruturais, as quais devem ser adequadamente combinadas na formação do conjunto resistente.

O ponto de partida do projeto estrutural de uma construção consiste na idealização de um arranjo estrutural, com o qual se pretende que todas as partes da construção possam ter a sua resistência assegurada.

Geralmente pode-se classificar as peças estruturais de um edifício, quanto à influência nos efeitos globais, em dois grupos, de contraventamento e contraventadas. O primeiro grupo consiste em elementos suficientemente resistentes que garantem a estabilidade global do edifício. O segundo corresponde às peças estruturais que são equilibradas, a nível global, pelas estruturas de contraventamento.

No entanto classificar as partes de uma edificação em um ou outro grupo pode não ser tão simples, como é indicado por Fusco (1976, p. 30):

A distinção entre partes resistentes e não resistentes da construção, isto é, entre partes estruturais e partes não estruturais, é até certo ponto arbitrária. Na realidade, muitas das assim consideradas partes não estruturais colaboram na resistência da construção, de modo não totalmente desprezível, como pode ser o caso das alvenarias correntes dos edifícios altos. Nos arranha-céus, as alvenarias são consideradas como material de simples compartimentação dos ambientes, sem a finalidade estrutural. No entanto, a resistência estrutural dessas alvenarias pode colaborar de modo apreciável e, por vezes, até decisivo, na resistência aos esforços horizontais decorrentes da ação do vento.

Fusco (1995, p. 366), sobre os pilares, observa: “Na organização do arranjo geral das estruturas dos edifícios altos, é imprescindível então que os pilares usuais sejam contraventados por elementos estruturais, suficientemente rígidos para garantir a estabilidade global da construção [...]”. Ou seja, é fundamental que se dê especial atenção para que os pilares estejam devidamente contraventados, pois estes são peças-chave à estabilidade do conjunto. Ainda em relação aos pilares, Fusco (1995, p. 376) menciona:

A consideração de pilares usuais contraventados somente pode ser feita se existirem os elementos de contraventamento. Os esforços de contraventamento, responsáveis pelo equilíbrio dos pilares contraventados, precisam ser transmitidos pelas lajes e vigas de cada andar, desde os pilares contraventados até os elementos rígidos de contraventamento.

Na figura 6 pode-se visualizar o que seriam estruturas de contraventamento e estruturas contraventadas.

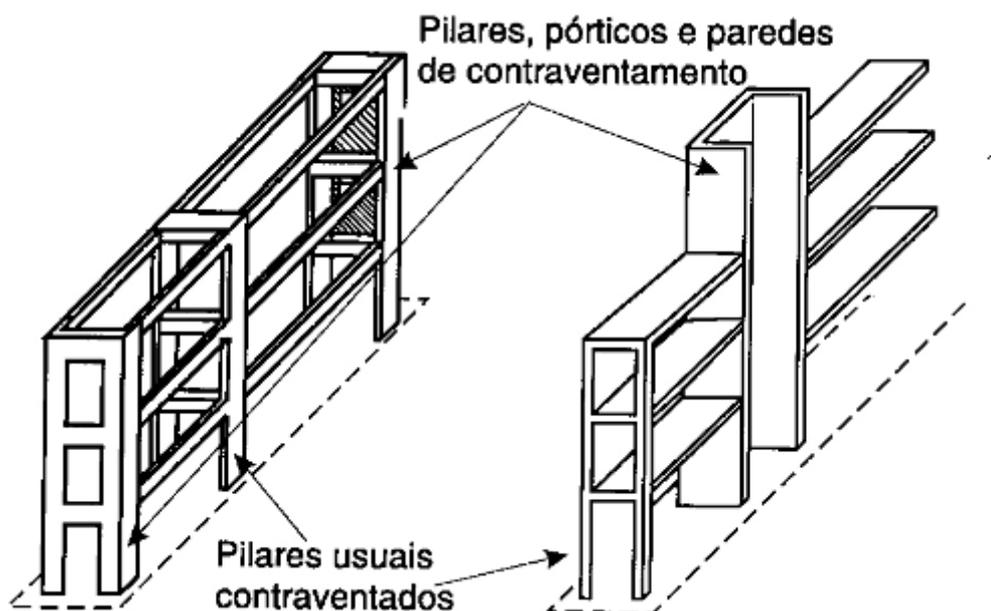


Figura 6: estruturas de contraventamento e estruturas contraventadas (FUSCO, 1995, p. 367)

O princípio básico do contraventamento é apresentado na figura 7 e explicado por Fusco (1995, p. 367):

Admitindo que as vigas e lajes que ligam horizontalmente os dois pilares sejam praticamente indeformáveis, o pilar P_2 fica sustentado pelo pilar P_1 . A força F_h de contraventamento permite que o pilar P_2 trabalhe apenas à força normal. Por sua vez, a força F_h de contraventamento vai agravar os esforços do pilar P_1 , somando-se aos esforços diretamente aplicados a esse pilar de contraventamento.

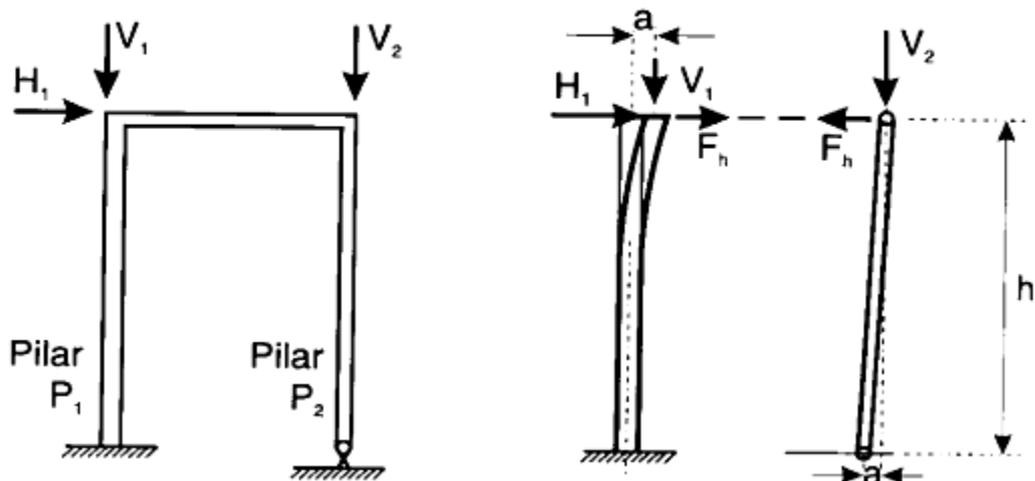


Figura 7: efeito básico de contraventamento (FUSCO, 1995, p. 367)

O modelo estrutural a ser considerado pelo projetista deve ser diferenciado para os pilares de contraventamento em relação aos contraventados, conforme indica Fusco (1995, p. 368):

Em virtude da rigidez dos pilares de contraventamento, os pilares contraventados podem ser tratados como se tivessem apoios horizontais indeslocáveis em todos os andares.

Pelo contrário, os pilares de contraventamento são engastados apenas na fundação e devem ser tratados como peças em balanço, submetidos a todas as cargas horizontais que se aplicam diretamente à construção, mais todas as forças horizontais de contraventamento que equilibram os pilares contraventados.

Essa diferenciação pode ser observada na figura 8.

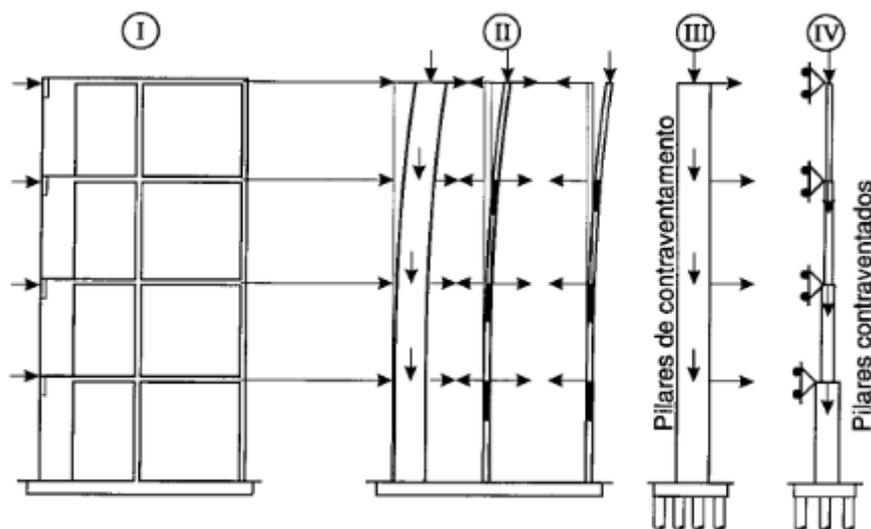


Figura 8: contraventamento dos edifícios altos (FUSCO, 1995, p. 368)

Para que as estruturas dos edifícios altos possam garantir sua estabilidade por conta própria, sem depender de que o esqueleto de concreto armado esteja preenchido por paredes de alvenaria, deve-se ter claramente definida uma estrutura de contraventamento. Normalmente é formada com o auxílio das paredes e pilares que formam a caixa de escada e o poço de elevadores, além de outros possíveis elementos rígidos (FUSCO, 1995, p. 376).

É possível efetuar, então, diferentes configurações estruturais entre os elementos de contraventamento, de maneira que se possa obter uma variação nos valores de rigidez do edifício. Nesse sentido, serão testadas no presente trabalho várias associações entre pórticos, paredes e núcleos resistentes, para que possa ser avaliado, dessa forma, como se comporta o parâmetro de instabilidade α nas diferentes situações.

Stamato (1972, p. 9-10) demonstra como associar, por exemplo, uma parede com um pórtico em paralelo, submetidos a uma carga externa uniformemente distribuída, aplicada no plano médio dos dois painéis. Nesse caso, segundo o autor, supõe-se existir, ligando os painéis, uma infinidade de diafragmas horizontais extremamente rígidos em seus planos porém sem nenhuma rigidez transversal. Devido à isostaticidade do problema, a parede e o pórtico receberão, cada um, metade da carga uniforme atuante, porém causando diferentes deslocamentos para os elementos. Por essa razão, os planos dos diafragmas sofrerão rotações, como exemplificado na figura 9.

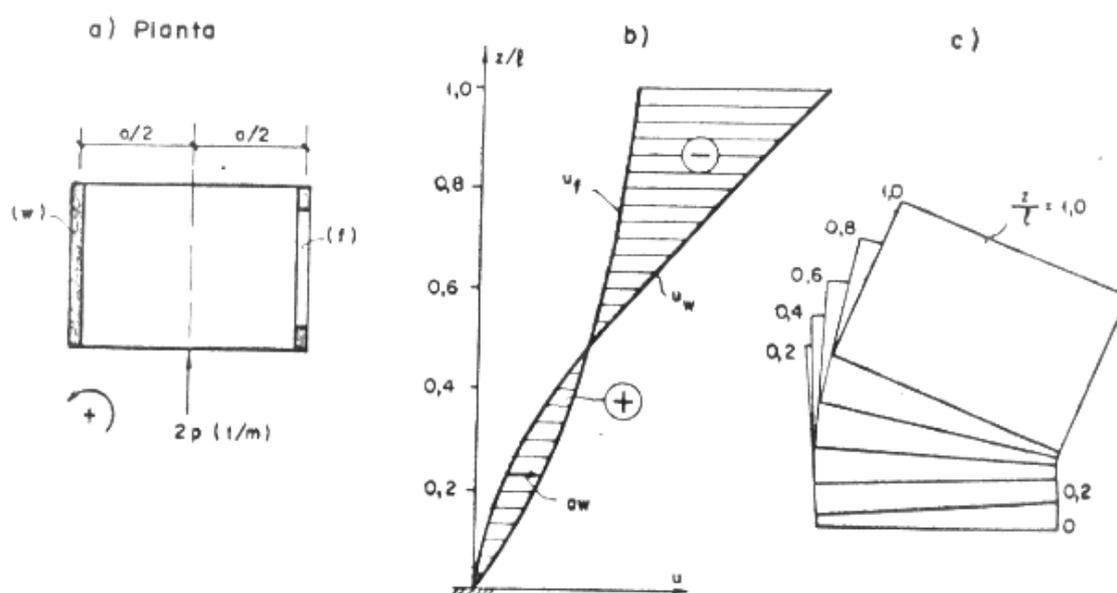


Figura 9: parede e pórtico em paralelo (STAMATO, 1972, p. 9)

Na figura 9, em (a) aparecem os elementos em planta; em (b) estão hachurados valores proporcionais às rotações dos diafragmas, podendo-se notar que essas rotações mudam de sentido ao longo da altura, o que ocorre devido aos painéis se deformarem de formas diferentes; em (c) estão representados, em escala ampliada, os deslocamentos de diafragmas sucessivos (STAMATO, 1972, p. 10).

Outra possível associação apresentada pelo autor é entre uma parede e um pórtico em série. Os elementos são ligados continuamente, ao longo do eixo vertical, por barras bi-articuladas que assumem o papel dos diafragmas. O carregamento externo se dá por uma carga distribuída ao longo da altura, acrescida de uma força concentrada no topo. Nesse caso, a parede e o pórtico absorverão as cargas e terão deslocamentos horizontais idênticos (STAMATO, 1972, p. 10). Um exemplo é demonstrado na figura 10.

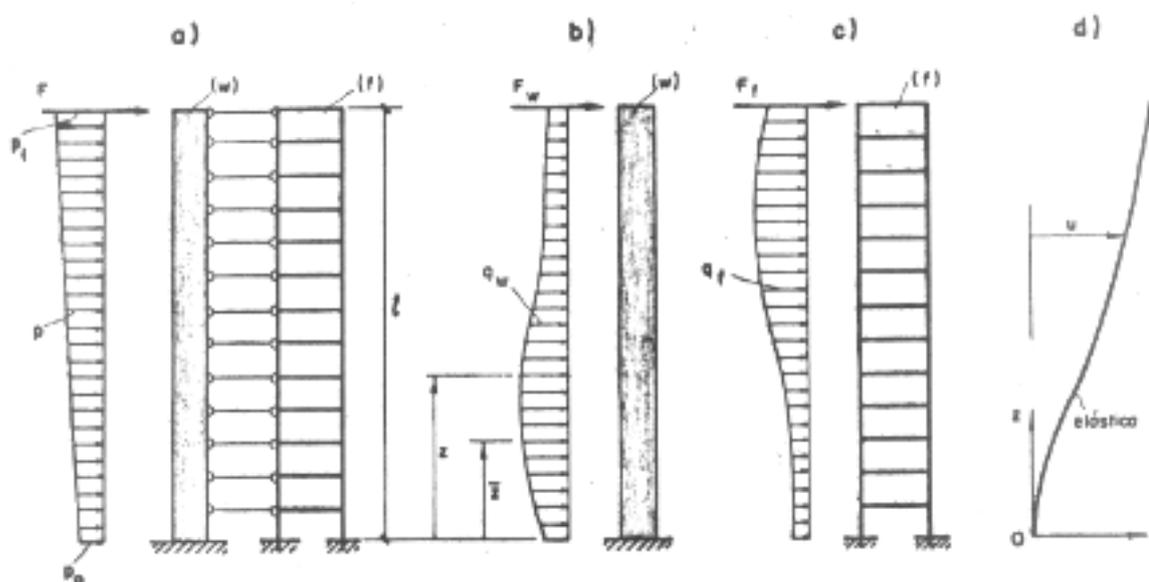


Figura 10: parede e pórtico em série (STAMATO, 1972, p. 11)

Na figura 10, em (a) a associação é mostrada no plano; em (b) e em (c) estão representados os quinhões das cargas que serão absorvidos; em (d) a linha elástica está demonstrado que a parede e o pórtico apresentam os mesmos deslocamentos horizontais (STAMATO, 1972, p. 10).

4 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

Neste capítulo são analisados 18 exemplos em que são variadas as estruturas de contraventamento de um edifício. Parte-se de um sistema constituído unicamente por pórticos, para então serem incorporados núcleos resistentes e pilares-parede ao sistema inicial, sendo obtidos resultados para diferentes percentuais contribuintes das rigidezes destes elementos para com a rigidez total da estrutura. Também é variado o número de pavimentos, sendo que nos exemplos 1 a 5 o edifício possui 15 pavimentos, nos exemplos 6 a 12 passou-se a 25 pavimentos, e nos exemplos 13 a 18 a estrutura foi analisada com 8 pavimentos.

Para as análises realizadas no presente trabalho, foram consideradas, em todos os exemplos, as seguintes propriedades:

- a) peso específico do concreto armado: 25 kN/m³;
- b) coeficiente de Poisson: 0,25;
- c) concreto com f_{ck} de 30 MPa, resultando em um E_{cs} de 26.070 MPa;
- d) pavimentos com pé-direito de 2,90 m;
- f) estrutura considerada engastada na fundação;
- g) lajes com espessura constante de 15 cm.

Para definição de carregamentos, o software calcula de forma automática os pesos próprios dos elementos estruturais, de acordo com as dimensões definidas no modelador estrutural para pilares, lajes e vigas. O modelo de pórtico espacial consiste em elementos lineares conectados por nós, sendo as lajes consideradas como diafragmas infinitamente rígidos em seus planos.

Dentre as alternativas oferecidas pelo software para que sejam computadas as cargas de alvenaria, neste trabalho foi adotada aquela que consiste em selecionar o tipo de bloco de vedação quando do lançamento das vigas no modelador estrutural, onde é informada também a altura da parede (descontada a viga), conforme exemplificado na figura 11. Dessa forma o sistema distribui o carregamento correspondente (que já inclui o revestimento) linearmente ao longo das vigas.

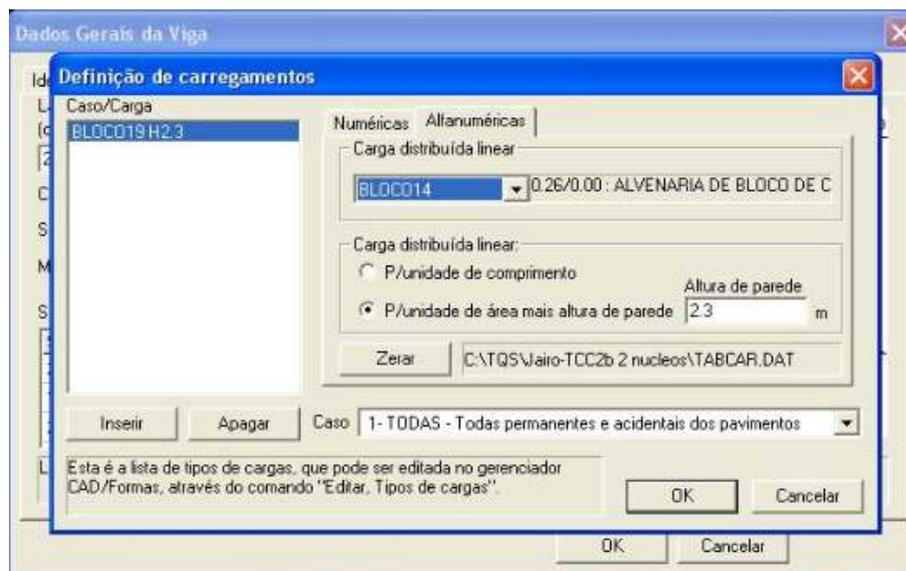


Figura 11: lançamento de cargas de alvenaria no TQS

Foram escolhidos, para todos os exemplos, blocos de vedação em concreto. O bloco de 19 cm de largura ($3,20 \text{ kN/m}^2 \times$ altura da parede) foi empregado para as paredes sobre vigas de 25 cm e de 30 cm, e o bloco de 14 cm de largura ($2,60 \text{ kN/m}^2 \times$ altura da parede) para as paredes sobre vigas tanto de 20 como de 15 cm.

De forma análoga, para definição da sobrecarga atuante nos pisos, é possível escolher, quando da inserção das lajes, o tipo de uso a que será destinada cada área (figura 12), sendo então computado automaticamente pelo sistema o carregamento correspondente. A sobrecarga escolhida e considerada nos 18 exemplos analisados foi a prevista para áreas de uso comercial, resultando em uma carga distribuída total (incluindo o peso próprio) de $6,75 \text{ kN/m}^2$, atuante em todas as lajes, uma vez que foi considerada uma altura constante de 15 cm.

O carregamento de vento foi determinado de acordo com a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 19-20), sendo obtidos os coeficientes de arrasto em função das dimensões externas do edifício, conforme previsto na Norma. A velocidade básica do vento adotada foi de 45 m/s (Porto Alegre), sendo considerada a edificação destinada ao comércio e o terreno tomado como plano, coberto por obstáculos grandes, altos e pouco espaçados. Fornecidas essas informações ao software, foram geradas as cargas de vento atuante em cada pavimento.

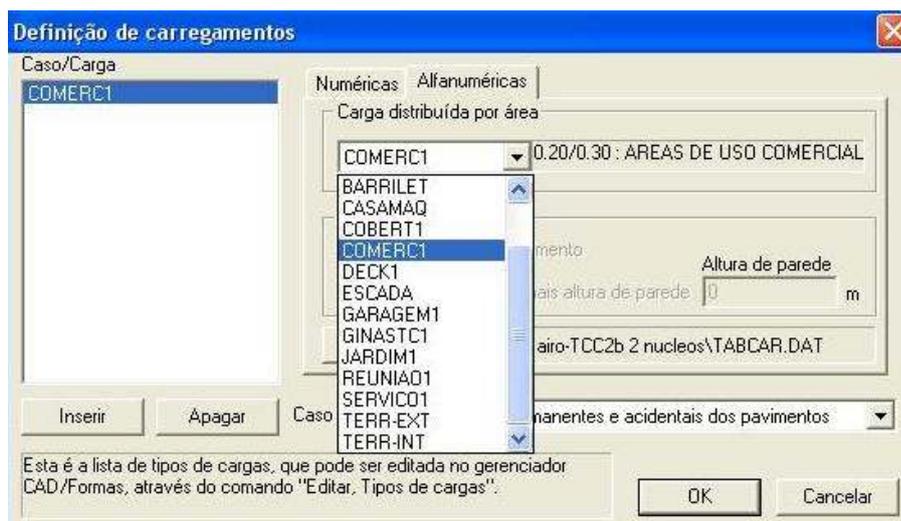


Figura 12: consideração das cargas acidentais no TQS

4.1 EXEMPLO 1

Como modelo inicial de estrutura para análise foi tomado um edifício estudado por Bernardi (2010, p. 99-106), com 15 pavimentos iguais em planta. Seu sistema de contraventamento é formado exclusivamente por pórticos. No trabalho do autor, a maioria das vigas possui dimensões de 20 cm x 60 cm e os pilares são relativamente pequenos (a maior parte deles medindo 20 cm x 40 cm e 20 cm x 60 cm), sendo concluído, pelo autor, tratar-se de uma estrutura de nós móveis. Por essa razão, no presente trabalho, os elementos foram redimensionados, resultando, para o exemplo 1, no modelo estrutural ilustrado na figura 13.

O quadro 1 apresenta as cargas que foram obtidas no presente trabalho, distribuídas nas vigas do pavimento tipo (incluindo o peso da alvenaria). Cabe observar que a viga 11 é a única que recebe uma carga de 5,25 kN/m, pois está localizada sob o parapeito da sacada, ou seja, uma parede de menor altura. Nas vigas de cobertura foi descontado o peso da alvenaria.

Viga	q (kN/m)						
1	11,11	6	8,98	11	5,25	16	11,11
2	11,11	7	11,11	12	11,11	17	11,11
3	8,12	8	8,98	13	11,11	18	11,11
4	8,12	9	8,98	14	11,11	19	11,11
5	8,98	10	11,11	15	11,11		

Quadro 1: carga distribuída por viga no pavimento tipo

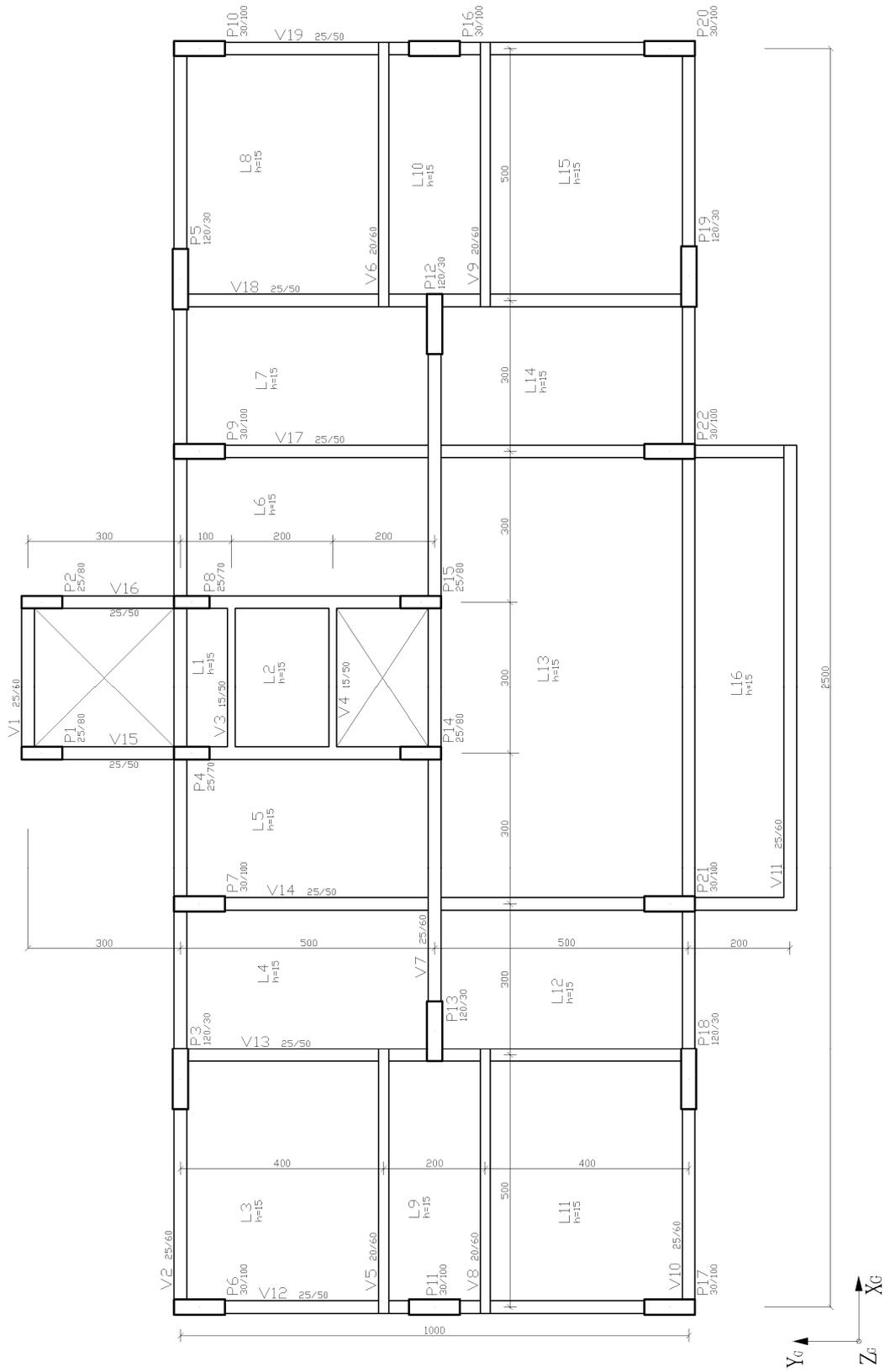


Figura 13: modelo estrutural do exemplo 1

Definidos os carregamentos, a estrutura em estudo foi lançada, inicialmente, com as dimensões de vigas e pilares similares àquelas analisadas por Bernardi (2010, p. 99-106), sendo confirmada a conclusão do autor de que a estrutura, naquela configuração, é de nós móveis. Tal constatação foi possível ao ser observado o relatório dos parâmetros de estabilidade global (exemplificado na figura 15), gerado pelo TQS após o processamento do pórtico. Esse relatório apresenta uma série de informações, entre as quais o módulo de elasticidade adotado, a altura do edifício, o somatório das cargas verticais, os valores das cargas horizontais e as combinações de ações consideradas. O relatório fornece resultados (entre os quais o parâmetro de instabilidade α) para diversas combinações de ações, nas quatro direções principais de vento (incidência a 0°, 90°, 180° e 270°). Foram então escolhidas, para análise, a direção e a combinação de carregamentos mais críticas, ou seja, onde houve maior geração de momentos de segunda ordem. Para tanto, bastou observar o coeficiente RM2M1 no relatório (relação entre momentos de segunda e de primeira ordem), que representa os resultados obtidos ao final do processamento numérico iterativo, já com os valores de cálculo. A situação considerada mais desfavorável foi a combinação que considera cargas permanentes, cargas acidentais e 0,6 vezes a carga de vento, esta última com incidência a 270°. Os coeficientes ponderadores, para as combinações de ações, foram empregados de acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 59). No quadro 2 é apresentada a carga de vento obtida por pavimento na direção de análise, com as respectivas alturas de aplicação. Esse carregamento é mantido até o exemplo 5, ou seja, enquanto são analisadas estruturas com 15 pavimentos.

Piso	Carga (kN)	Altura (m)	Piso	Carga (kN)	Altura (m)	Piso	Carga (kN)	Altura (m)
1	97,65	2,90	6	77,69	17,40	11	94,39	31,90
2	65,08	5,80	7	81,68	20,30	12	97,00	34,80
3	65,25	8,70	8	85,21	23,20	13	99,65	37,70
4	68,22	11,60	9	88,46	26,10	14	101,33	40,60
5	73,30	14,50	10	91,56	29,00	15	51,54	43,50

Quadro 2: distribuição de carga de vento – edifício com 15 pavimentos

Para que fosse obtido o valor limite do parâmetro de instabilidade α a partir do qual torna-se indispensável a consideração dos efeitos globais de segunda ordem na estrutura, fez-se necessário proceder, de forma iterativa, sucessivas alterações nas dimensões dos pilares e vigas. Na medida em que as dimensões dos elementos iam sendo modificadas, novamente

processava-se o pórtico espacial no software, tantas vezes quantas fossem necessárias, até que o valor de cálculo estimado pelo programa para os momentos de segunda ordem correspondesse a exatos 10% dos respectivos momentos de primeira ordem ($RM2M1 = 1,100$). A configuração estrutural obtida nesse exemplo foi aquela já apresentada na figura 13.

A direção analisada (vento incidente a 270°) corresponde ao sentido negativo do eixo Y_G da figura 13. Nessa direção foi obtido o valor de 0,706 como limite do parâmetro de instabilidade α para a desconsideração dos efeitos globais de segunda ordem. O deslocamento apurado no topo da estrutura foi de 4,66 cm, sendo a deformação do edifício ilustrada na figura 14.

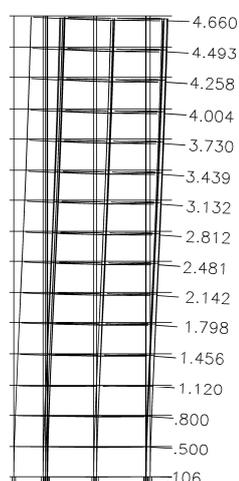


Figura 14: deformação da estrutura no exemplo 1

Cabe observar que o pórtico espacial havia sido processado com o emprego dos coeficientes redutores das inércias das seções (apresentados no item 3.2), para que a posição de equilíbrio da estrutura fosse encontrada com a devida consideração da não-linearidade física. Foi obtido, nessa situação, um valor de α maior do que o recém mencionado. O valor de α fornecido no relatório dos parâmetros de estabilidade global, na verdade, requer um ajuste, uma vez que na dedução de seu valor limite já foi considerada a minoração da rigidez para a consideração da não linearidade física. Para a obtenção do valor de α de forma adequada, então, após chegar-se à configuração estrutural desejada, processou-se novamente a estrutura, porém sem o emprego dos coeficientes redutores de inércia. Essas informações quanto ao necessário procedimento de ajuste foram obtidas junto ao suporte técnico do software.

Informações de cálculo

Caso de carga vertical	1
==>> 'Todas permanentes e acidentais dos pavimentos'	
caso vertical tem carga acidental reduzida	Não
Majorador de cargas verticais GamaF/GamaF3.....	1.27
Majorador de cargas horizontais GamaF/GamaF3.....	1.27
Coefficiente de não linearidade física	1.00
Módulo de elasticidade (CONCR).....	3067000.00
Tipo de módulo de elasticidade usado	Tangente
Correção no GamaZ para transferência de esforços..	.95
1/Ângulo de imperfeições geométricas globais	300.00
Considerar deslocamento horiz das cargas verticais	Sim
Valor de referência de GamaZ	1.10
Valor de referência de Alfa60
Número mínimo de pisos no edifício p/aplicar GamaZ	4
Cota final	43.50
Cota inicial00

Casos de carregamento horizontal

Caso	Prefixo	Título
5	VENT1	vento (1)
6	VENT2	vento (2)
7	VENT3	vento (3)
8	VENT4	vento (4)

Combinações de ELU

Caso	Prefixo	Título
14	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1	
15	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2	
16	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3	
17	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4	
18	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1	
19	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2	
20	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3	
21	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4	
24	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1	
25	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2	
26	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3	
27	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4	
28	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT1	
29	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT2	
30	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT3	
31	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT4	

Legenda para as tabelas de parâmetros de instabilidade

Legenda	Valor
Caso	Caso simples de vento ou combinação
Ang	Ângulo de vento (graus)
CTot	Somatória de cargas verticais (tf)
M2	Momento de 2a ordem das cargas verticais (tfm - característico)
CHor	Cargas horizontais (tf)
M1	Momento de 1a ordem das cargas horizontais (tfm - característico)
Mig	Momento de desaprumo por imperfeições globais (tfm)
GamaZ	Coefficiente de estabilidade e de amplificação dos momentos de 1a ordem. $1/(1-M2/M1 * GamaF/GamaF3)$
MultH	Multiplicador de esforços horizontais derivado de GamaZ
Alfa	Parâmetro de instabilidade para estrutura reticulada simétrica
Obs	Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir.
RM2M1	Relação $1+(M2/M1 * GamaF/GamaF3)$ p/cálculo por P-Delta

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa	Obs
5	90.	6326.5	132.7	123.8	2955.2	460.8	1.061	.549	
6	270.	6326.5	132.7	123.8	2955.2	460.8	1.061	.549	
7	0.	6326.5	59.1	50.3	1199.7	460.8	1.067	.573	
8	180.	6326.5	59.1	50.3	1199.7	460.8	1.067	.573	

Parâmetro de estabilidade (RM2M1) para combinações de ELU

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	MultH	RM2M1	Alfa	Obs
14	90.	6326.5	30.6	74.3	1773.1	1.000	1.022	.194	
15	270.	6326.5	139.1	74.3	1773.1	1.000	1.100	.776	B
16	0.	6326.5	38.3	30.2	719.8	1.000	1.068	.591	
17	180.	6326.5	37.8	30.2	719.8	1.000	1.067	.592	
18	90.	6326.5	89.3	123.8	2955.2	1.000	1.038	.397	
19	270.	6326.5	193.0	123.8	2955.2	1.000	1.083	.694	B
20	0.	6326.5	63.4	50.3	1199.7	1.000	1.067	.591	
21	180.	6326.5	63.1	50.3	1199.7	1.000	1.067	.592	
24	90.	6326.5	30.6	74.3	1773.1	1.000	1.022	.194	
25	270.	6326.5	139.1	74.3	1773.1	1.000	1.100	.776	B
26	0.	6326.5	38.3	30.2	719.8	1.000	1.068	.591	
27	180.	6326.5	37.8	30.2	719.8	1.000	1.067	.592	
28	90.	6326.5	89.3	123.8	2955.2	1.000	1.038	.397	
29	270.	6326.5	193.0	123.8	2955.2	1.000	1.083	.694	B
30	0.	6326.5	63.4	50.3	1199.7	1.000	1.067	.591	
31	180.	6326.5	63.1	50.3	1199.7	1.000	1.067	.592	

Figura 15: exemplo de relatório dos parâmetros de estabilidade global

4.2 EXEMPLO 2

O exemplo 2 consiste na introdução de um núcleo resistente à estrutura do exemplo 1, mantendo-se o carregamento de vento e as cargas recebidas pelas vigas. Esse núcleo corresponde a um grande pilar-parede em forma de U, com dimensões externas de 3,25 m x 2,275 m, e espessura de 30 cm, correspondendo ao pilar P14 representado na figura 17. O programa calcula os pilares-parede por meio de modelo composto por uma malha tridimensional de barras, efetuando, assim, o dimensionamento de forma adequada. Ao ser incorporado um elemento de tamanha magnitude, que contribui consideravelmente para com a rigidez da estrutura, tiveram de ser alteradas as seções das demais peças. As dimensões foram então diminuídas iterativamente até novamente ser obtido um valor de momentos de segunda ordem correspondendo a 10% dos respectivos momentos de primeira ordem.

A incidência de vento a 270° continuou sendo a mais crítica. Para que fosse obtida a rigidez contribuinte do núcleo nessa direção, ele foi simplesmente retirado do modelo, e a estrutura novamente processada. Foi possível obter, dessa forma, o valor de rigidez da estrutura sem a presença do núcleo. Ao ser descontado da rigidez total, resultou na parcela de contribuição do núcleo, que correspondeu a aproximadamente 49% da rigidez total. O valor limite obtido para o parâmetro de instabilidade α foi de 0,642. O deslocamento observado no topo da estrutura foi de 4,785 cm, sendo sua deformação global representada na figura 16.

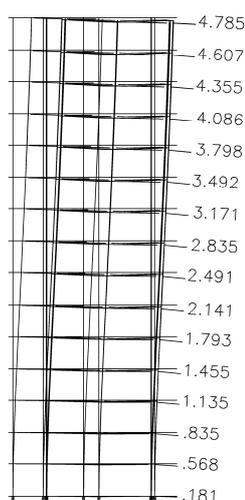


Figura 16: deformação da estrutura no exemplo 2

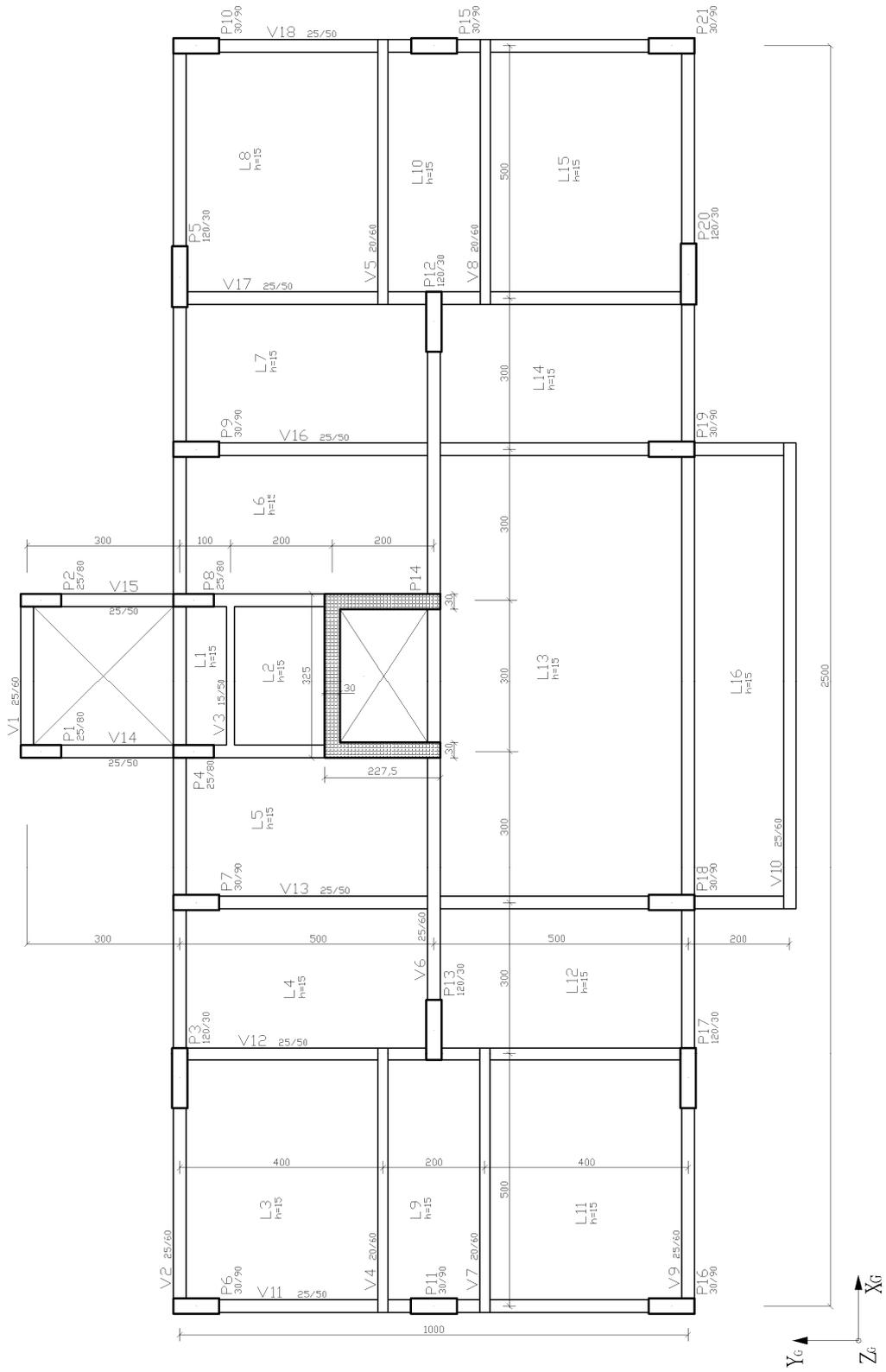


Figura 17: modelo estrutural do exemplo 2

4.3 EXEMPLO 3

No exemplo 3 foi incluído mais um núcleo em forma de U, ainda maior que o do exemplo 2, e mantidas as demais condições de projeto (número de pavimentos, carregamento de vento e cargas recebidas pelas vigas). Ficamos então com dois núcleos: um deles com dimensões externas de 3,25 m x 2,25 m (espessura de 25 cm) e outro medindo 3,20 m x 4,05 m (espessura de 23 cm), representados, respectivamente, pelos pilares P10 e P22 na figura 19. As seções de vigas e pilares foram novamente redimensionadas até que os momentos de segunda ordem corresponderem ao valor de 10% dos momentos de primeira ordem.

A rigidez contribuinte dos núcleos foi obtida da mesma forma que no exemplo anterior: processou-se a estrutura sem a presença dos núcleos para ser obtido o valor de rigidez parcial. A rigidez contribuinte desses dois robustos núcleos ficou em torno de 93%, o que demonstra como esse tipo de elemento pode contribuir substancialmente para com o contraventamento do edifício, deixando os pilares menores na condição de estruturas contraventadas. A direção analisada continuou sendo a de vento incidente a 270°, na qual se obteve o valor de 0,786 como limite do parâmetro de instabilidade α para a desconsideração dos efeitos de segunda ordem. Nesse exemplo, o deslocamento no topo do edifício foi de 7,562 cm, estando sua deformação global representada na figura 18.

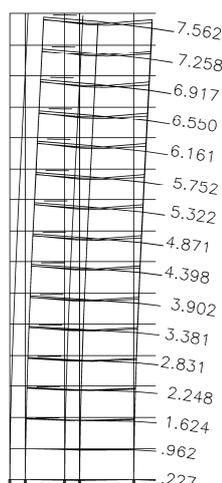


Figura 18: deformação da estrutura no exemplo 3

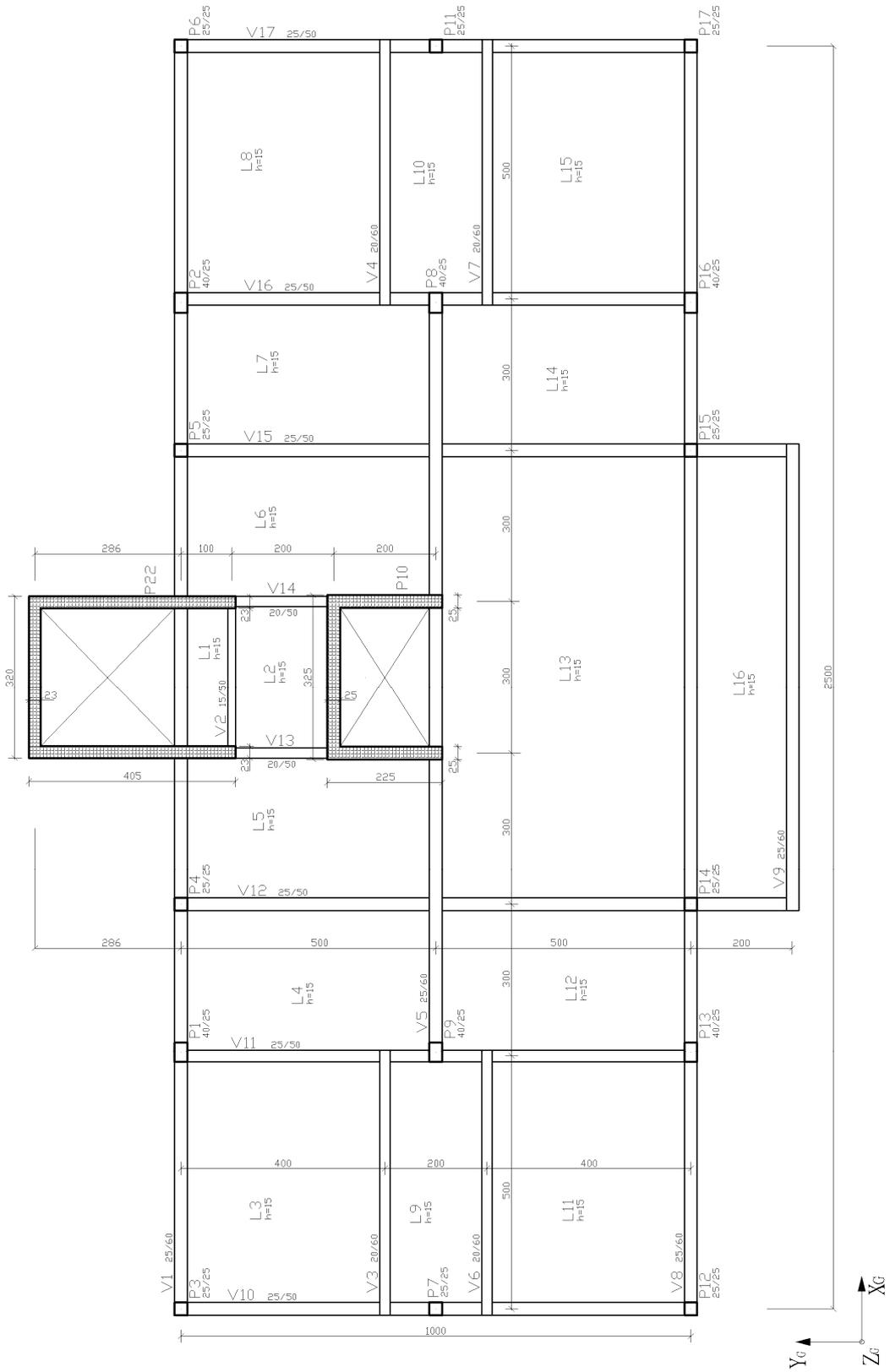


Figura 19: modelo estrutural do exemplo 3

4.4 EXEMPLO 4

Nesse exemplo foi associado um núcleo medindo 3,25 m x 227,5 m, com espessura de 30 cm (pilar P14 indicado na figura 21), a duas grandes paredes resistentes, inseridas nas faces laterais do edifício, medindo, cada uma, 3,05 m de comprimento e 25 cm de largura (representadas pelos pilares P11 e P15 na figura 21), mantendo-se o carregamento de vento e as cargas distribuídas linearmente nas vigas. Os elementos foram então redimensionados de forma aos momentos de segunda ordem serem equivalentes a 10% dos correspondentes momentos de primeira ordem.

A rigidez contribuinte obtida para as paredes resistentes somadas ao núcleo resultou em aproximadamente 76%, na direção crítica de incidência de vento (270°). O valor limite do parâmetro de instabilidade α para a desconsideração dos efeitos globais de segunda ordem ficou em 0,683. O deslocamento gerado no topo da estrutura resultou em 5,118 cm, estando a deformação do edifício representada na figura 20.

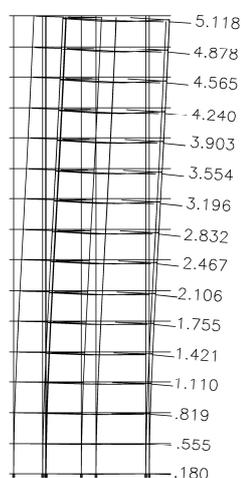


Figura 20: deformação da estrutura no exemplo 4

4.5 EXEMPLO 5

O exemplo em questão consistiu na substituição de todos os pilares da estrutura por pilares-parede, associados a um núcleo com dimensões externas de 3,25 m x 3,20 m, e espessura de 25 cm (pilar P3 representado na figura 23). Para que os pilares-parede inseridos pudessem ser assim classificados, foi observada a definição da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 75), de que, para que se tenha um pilar-parede, o elemento deve possuir a menor dimensão inferior a 1/5 da maior, ambas consideradas na seção transversal. Pela entrada gráfica no modelador estrutural, o programa reconhece automaticamente quando o elemento se enquadra nessa situação, fazendo o tratamento de forma adequada nos cálculos. Foram mantidos o carregamento de vento e as cargas recebidas pelas vigas. A figura 23 apresenta como ficou a configuração da estrutura quando os momentos de segunda ordem corresponderam a 10% dos respectivos momentos de primeira ordem.

O contraventamento da estrutura, então, ficou totalmente suportado pelas paredes resistentes e pelo núcleo. O valor limite do parâmetro de instabilidade α na direção analisada (vento a 270°) ficou em 0,664. O deslocamento obtido no topo foi de 3,763 cm, e a deformação global da estrutura está ilustrada na figura 22.

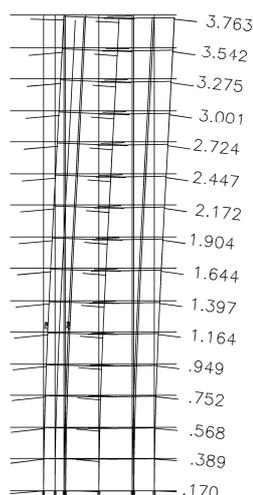


Figura 22: deformação da estrutura no exemplo 5

4.6 EXEMPLO 6

Nesse exemplo aumentou-se o número de pavimentos para 25 (condição mantida até o exemplo 12). O edifício ficou, dessa forma, bem mais esbelto, com 72,5 m de altura. A distribuição do carregamento de vento, na direção crítica de incidência a 270°, está apresentada no quadro 3. Novamente partiu-se de um sistema de contraventamento composto apenas por pórticos, como pode ser observado na figura 25, onde a estrutura está configurada de forma que os momentos globais de segunda ordem correspondem a 10% dos respectivos momentos de primeira ordem. Os pilares ficaram mais robustos em relação aos do exemplo 1 (onde também só havia pórticos), devido ao aumento de altura do edifício, e ainda tiveram de ser inseridos outros dois pilares (P23 e P24) para que a estrutura apresentasse a estabilidade desejada. O valor obtido para o parâmetro de instabilidade α , para a mesma combinação de carregamentos considerada nos exemplos anteriores, foi de 0,727. A deformação global da estrutura está ilustrada na figura 24, sendo observado um deslocamento de 8,530 cm no topo.

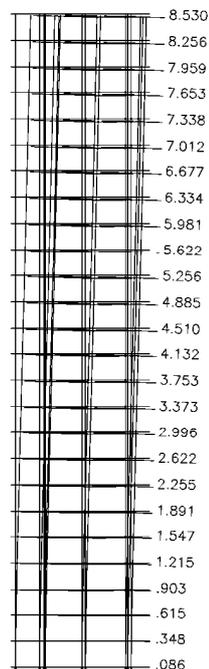


Figura 24: deformação da estrutura no exemplo 6

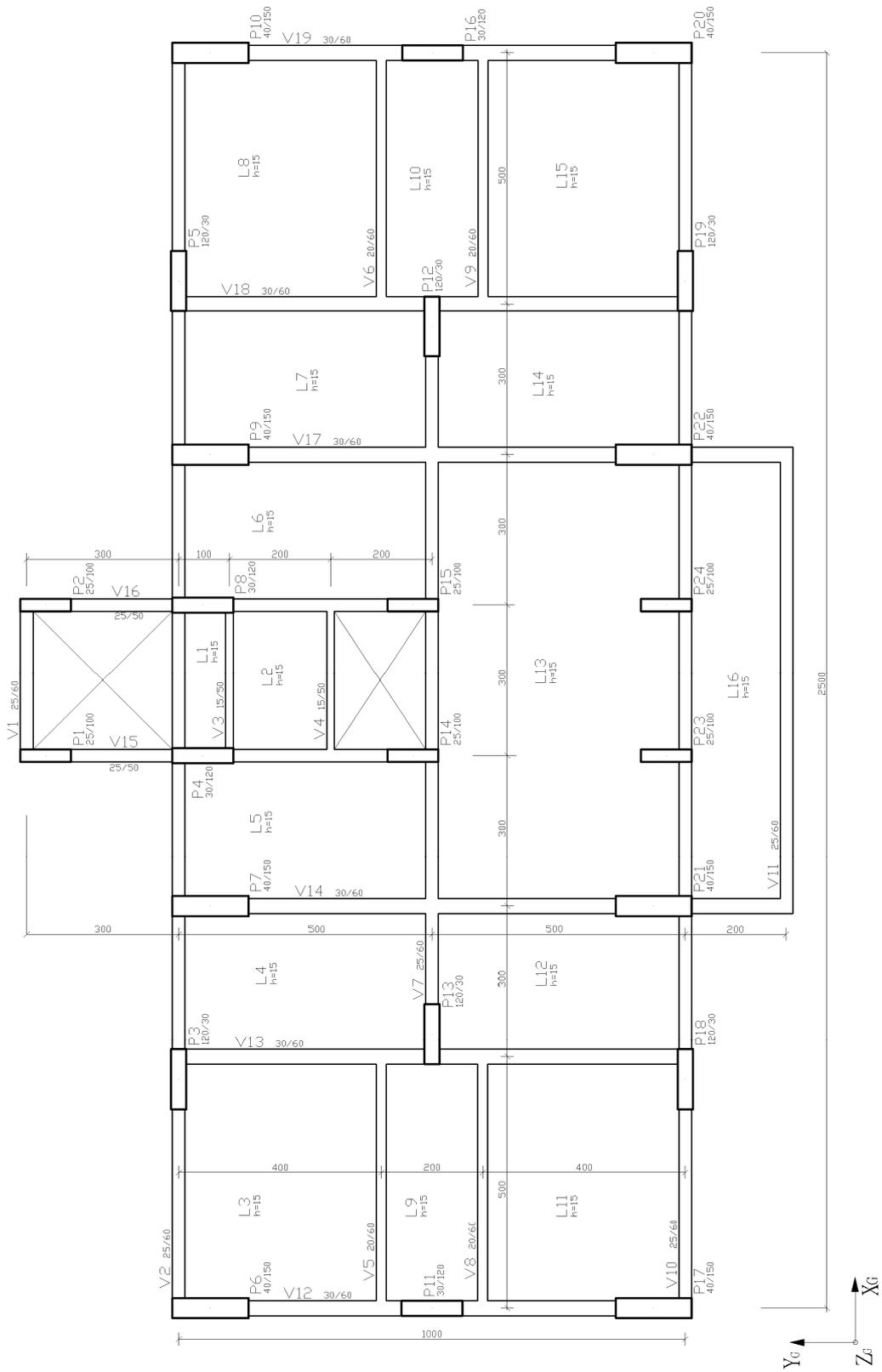


Figura 25: modelo estrutural do exemplo 6

Piso	Carga (kN)	Altura (m)												
1	88,75	2,90	6	72,93	17,40	11	90,17	31,90	16	102,81	46,40	21	113,07	60,90
2	59,28	5,80	7	76,98	20,30	12	92,96	34,80	17	105,01	49,30	22	114,93	63,80
3	59,28	8,70	8	80,66	23,20	13	95,60	37,70	18	107,13	52,20	23	116,73	66,70
4	63,28	11,60	9	84,05	26,10	14	98,11	40,60	19	109,18	55,10	24	118,48	69,60
5	68,42	14,50	10	87,21	29,00	15	100,51	43,50	20	111,16	58,00	25	60,09	72,50

Quadro 3: distribuição de carga de vento – edifício com 25 pavimentos

4.7 EXEMPLO 7

Foram inseridas, nesse exemplo, duas paredes resistentes nas faces laterais do edifício (pilares P11 e P16 na figura 27), medindo, cada uma, 3,20 m de comprimento e 30 cm de largura. Eliminados os 2 pilares que haviam sido acrescentados no exemplo 6, e redimensionados os demais elementos, a configuração ficou tal que os momentos de segunda ordem representem um acréscimo de 10% em relação aos momentos de primeira ordem. O valor obtido para o parâmetro de instabilidade α , na direção considerada (vento a 270°), foi de 0,728. As paredes inseridas contribuem, em conjunto, com 35,65% da rigidez total da estrutura nessa direção. A figura 26 ilustra a deformação global do edifício, com um deslocamento de 8,894 cm no topo.

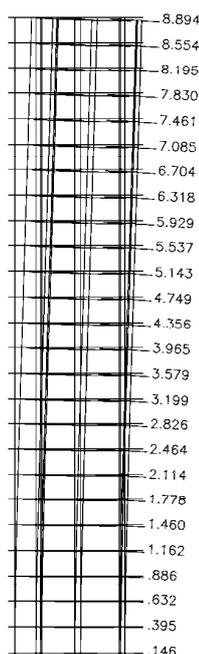


Figura 26: deformação da estrutura no exemplo 7

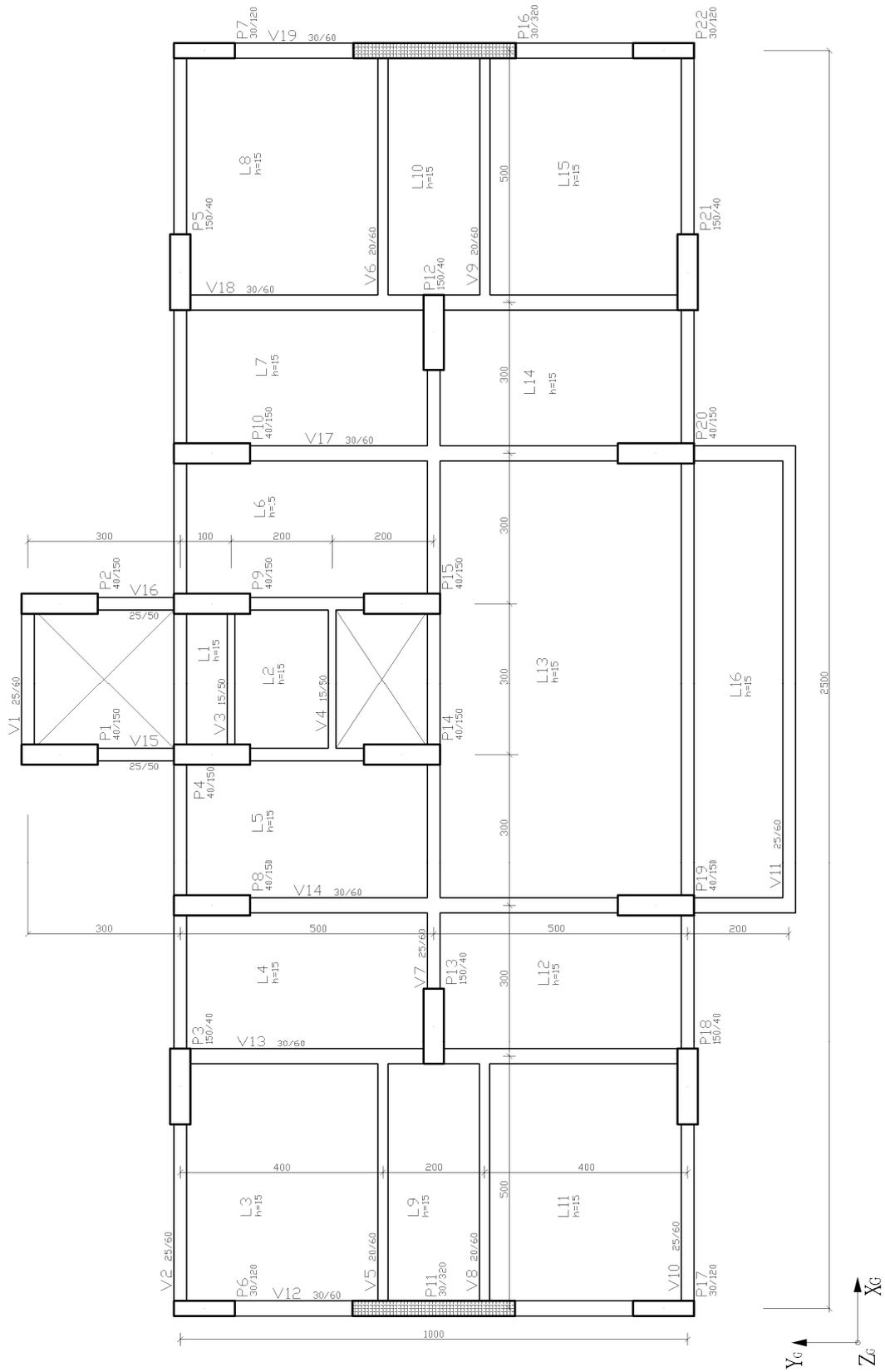


Figura 27: modelo estrutural do exemplo 7

4.8 EXEMPLO 8

O atual exemplo consiste na substituição de 4 dos pilares do exemplo 7 por pilares-parede (representados pelos pilares P9, P10, P19 e P20 na figura 29), medindo, cada um, 2,25 m de comprimento e 30 cm de largura. As demais condições foram mantidas, incluindo o número de 25 pavimentos e a respectiva distribuição do carregamento de vento. Dessa forma, no exemplo atual, ficou-se com 6 paredes resistentes participando do sistema de contraventamento da estrutura, considerando o vento com incidência a 270° (direção mais desfavorável). Foi constatado, nessa direção, que o conjunto de paredes resistentes contribui com aproximadamente 60,58% da rigidez total da estrutura.

Na configuração estrutural apresentada na figura 29, em que os momentos globais de segunda ordem representam um acréscimo de 10% nos correspondentes momentos de primeira ordem, o valor encontrado para o parâmetro de instabilidade α foi de 0,712. O deslocamento observado no topo da estrutura foi de 8,967 cm, estando a deformação global do edifício representada na figura 28.

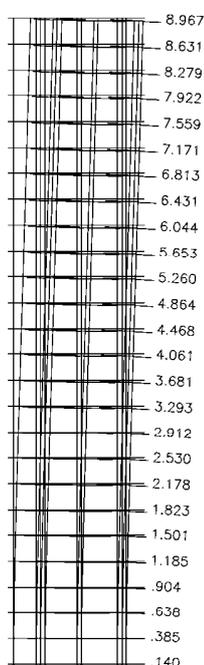


Figura 28: deformação da estrutura no exemplo 8

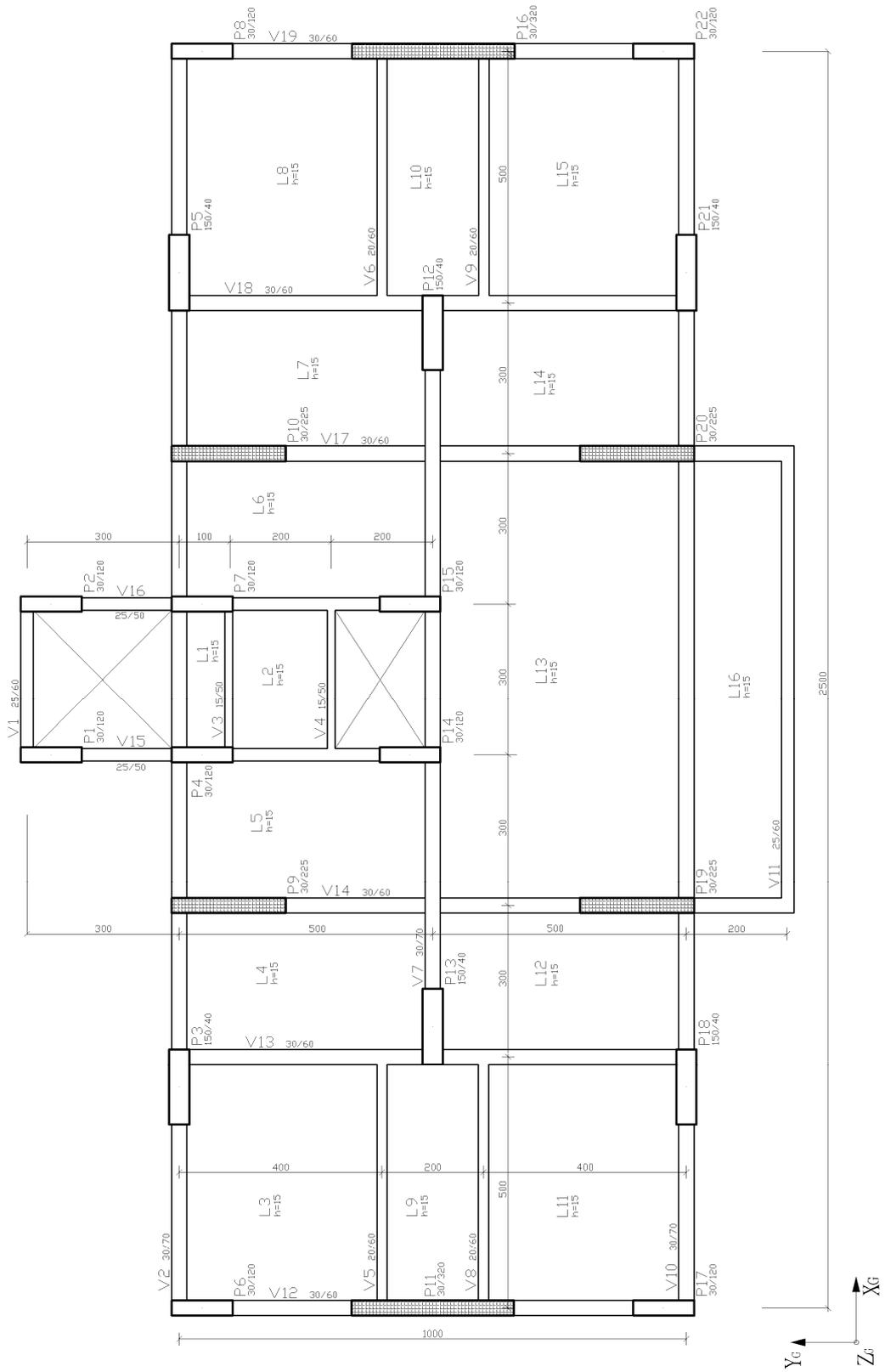


Figura 29: modelo estrutural do exemplo 8

4.9 EXEMPLO 9

Nesse exemplo é mantida a configuração geral do caso anterior, porém os 4 pilares-parede intermediários (P9, P10, P19 e P20) tiveram seus comprimentos aumentados para 3,00 m, como pode ser visualizado na figura 31. Com isso, as seções dos pilares menores foram reduzidas de forma a se obter momentos de segunda ordem correspondendo a 10% dos respectivos momentos de primeira ordem.

Processada a estrutura nas condições acima descritas, foi encontrado um valor limite de 0,687 para o parâmetro de instabilidade α , na direção crítica (vento incidente a 270°) e para a combinação de carregamentos mais desfavorável. Com o aumento efetuado nas dimensões das 4 paredes resistentes intermediárias, a contribuição do conjunto desses elementos para com a rigidez total da estrutura (incluindo os pilares-parede P11 e P16 da figura 31) chegou a 68,95%. O deslocamento obtido no último pavimento do edifício foi de 8,761 cm, estando a deformação do conjunto estrutural ilustrada na figura 30.

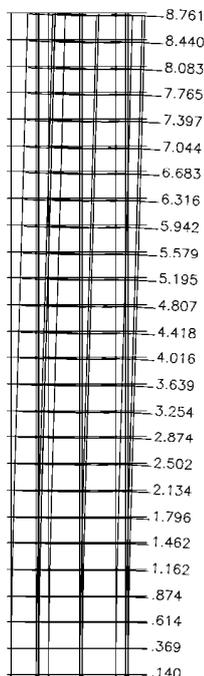


Figura 30: deformação da estrutura no exemplo 9

4.10 EXEMPLO 10

No modelo do presente exemplo retirou-se os pilares-parede intermediários que apareceram nos dois exemplos anteriores, substituindo-os por pilares de menor porte. Foram mantidas as duas paredes resistentes laterais, e a estrutura recebendo carregamentos idênticos aos considerados nos edifícios de 25 pavimentos já analisados. Para compensar a perda de rigidez do conjunto, foi inserido um núcleo resistente com dimensões externas de 3,25 m x 2,25 m, e espessura de 25 cm (pilar P14 na figura 33). Com a contribuição desse elemento tiveram de ser ajustadas as dimensões dos demais, de forma a ser mantida a magnitude desejada para os momentos de segunda ordem frente aos de primeira ordem. Dessa forma, os dois pilares-parede laterais tiveram seus comprimentos aumentados para 3,40 m, e a contribuição destes, associados ao núcleo, atingiu 59,12% da rigidez total da estrutura, na direção de incidência de vento a 270°, em análise por ser a mais desfavorável nos exemplos aqui estudados.

Foi obtido no atual exemplo, enfim, o valor limite de 0,741 ao parâmetro de instabilidade α para a desconsideração dos efeitos globais de segunda ordem. A posição da estrutura deformada está representada pela figura 32, com um deslocamento de 9,181 cm no topo.

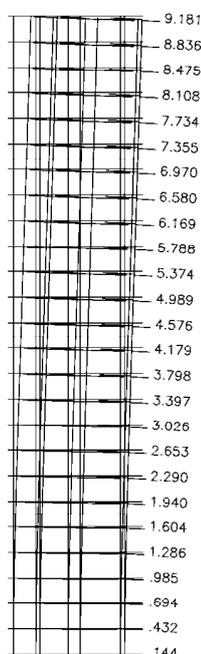


Figura 32: deformação da estrutura no exemplo 10

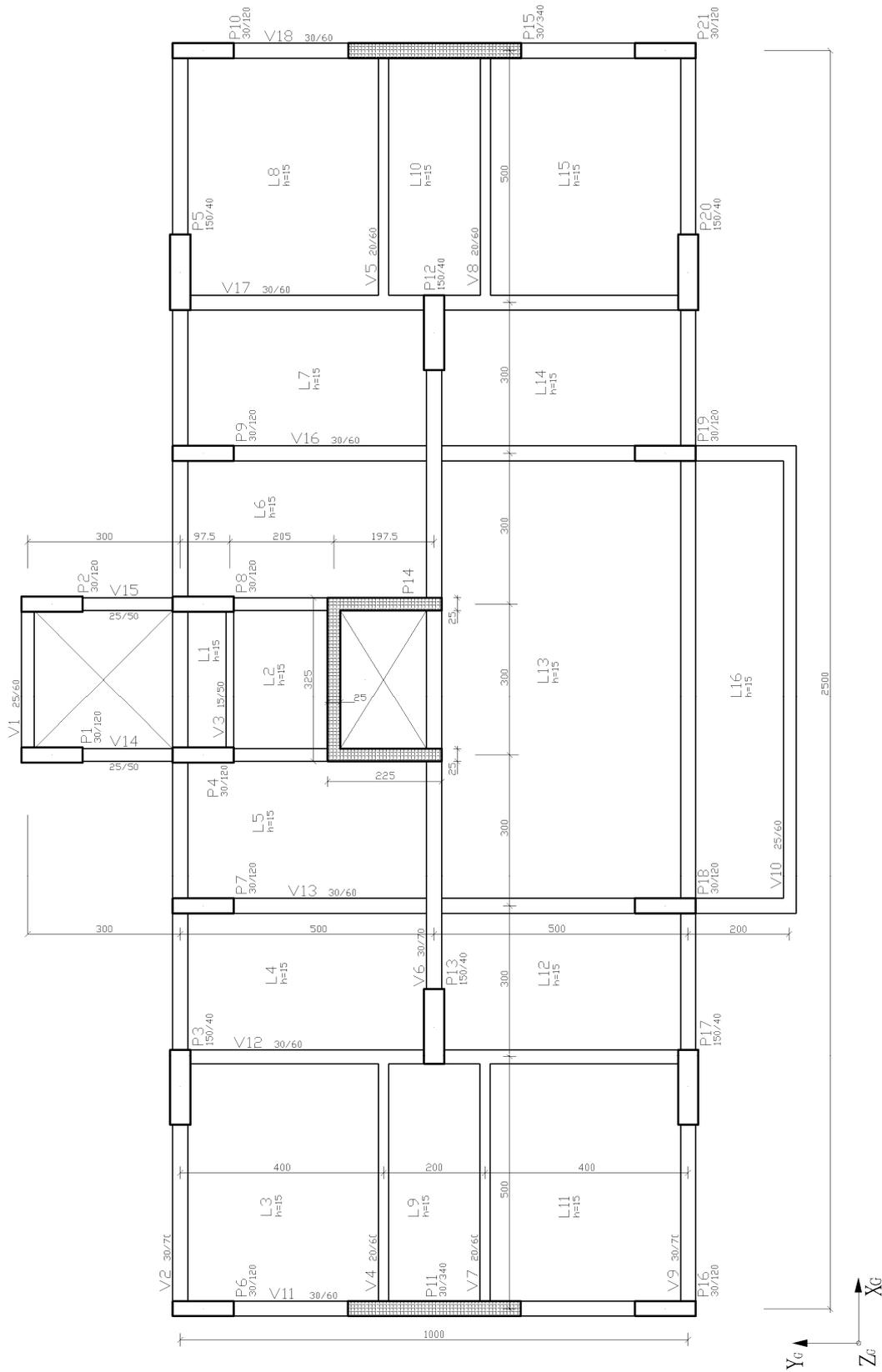


Figura 33: modelo estrutural do exemplo 10

4.11 EXEMPLO 11

No atual exemplo, ainda com 25 pavimentos, foram mantidos apenas os pilares-parede P11 e P16 (representados na figura 35), porém com dimensões reduzidas a 2,30 m de comprimento e 30 cm de largura. Uma vez que o contraventamento na direção em estudo ficou enfraquecido, foram inseridos dois pilares (P23 e P24), similarmente ao que havia sido procedido no exemplo 6, visando obter a estabilidade desejada para a estrutura. Os demais elementos tiveram, então, suas seções ajustadas de forma aos momentos de segunda ordem atingirem o valor de 10% dos correspondentes momentos de primeira ordem, na direção de vento a 270° e para a combinação de carregamentos mais desfavorável. Nessas condições, a estrutura ficou com a configuração ilustrada na figura 35.

Após o processamento do modelo, a estrutura apresentou um parâmetro de instabilidade α no valor de 0,674, o que seria seu limite para desconsideração dos efeitos globais de segunda ordem. A contribuição das duas paredes resistentes para com a rigidez total da estrutura foi de 39,46%, sendo observado um deslocamento de 8,332 cm no último pavimento, como pode ser observado na figura 34.

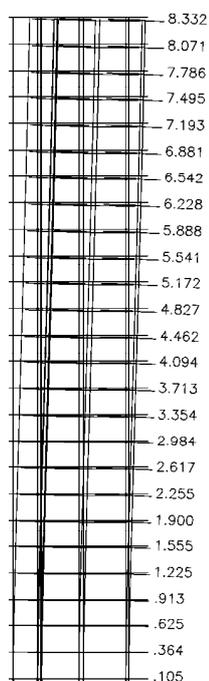


Figura 34: deformação da estrutura no exemplo 11

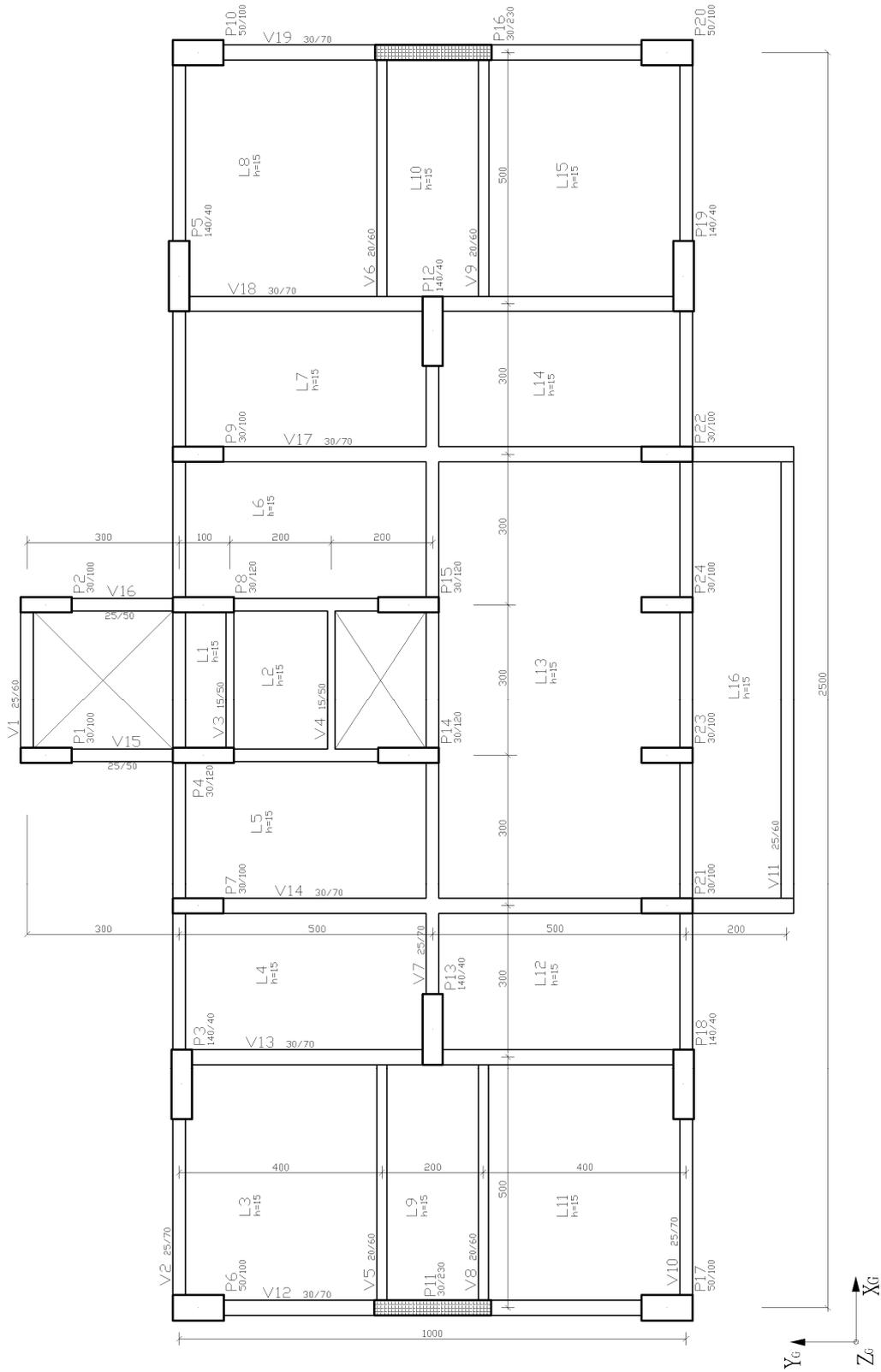


Figura 35: modelo estrutural do exemplo 11

4.12 EXEMPLO 12

Nesse exemplo, último em que o edifício foi analisado com 25 pavimentos, configurou-se a estrutura de forma a seu sistema de contraventamento estar constituído unicamente por pilares-parede. Para tanto, foi inserido um núcleo com dimensões externas de 3,25 m x 2,50 m, e espessura de 30 cm (pilar P11 na figura 37). Os demais pilares foram dimensionados de forma a serem classificados como pilares-parede (maior dimensão da seção transversal superior a 5 vezes a menor), ficando a configuração estrutural como está apresentada na figura 37, quando os momentos de segunda ordem atingiram a magnitude desejada.

Foi obtido o valor de 0,685 para o parâmetro de instabilidade α , na direção crítica analisada e para a pior combinação de carregamentos (a mesma considerada nos exemplos anteriores). A partir desse valor, então, para o atual exemplo, os efeitos de segunda ordem seriam tomados como significativos, devendo ser obrigatoriamente considerados. A deformação global da estrutura está ilustrada na figura 36, onde pode ser observado um deslocamento de 8,839 cm no topo.

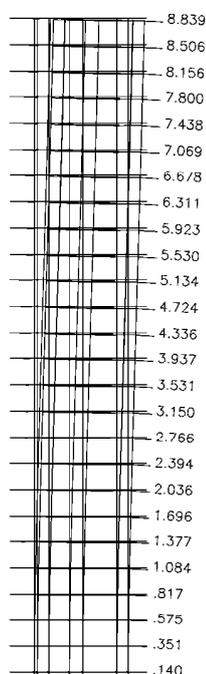


Figura 36: deformação da estrutura no exemplo 12

4.13 EXEMPLO 13

Nos últimos 6 modelos estruturais estudados no presente trabalho, a começar pelo exemplo 13, a estrutura foi analisada com 8 pavimentos. Nessas condições o edifício apresentou-se bem menos esbelto que nos casos até então analisados, com uma altura de 23,20 m. O carregamento de vento foi então distribuído ao longo desses 8 pavimentos, sendo obtidos os valores descritos no quadro 4. As cargas recebidas pelas vigas foram mantidas.

Piso	Carga(kN)	Altura (m)	Piso	Carga(kN)	Altura (m)
1	102,49	2,90	5	76,12	14,50
2	68,46	5,80	6	80,69	17,40
3	68,46	8,70	7	84,78	20,30
4	70,88	11,60	8	44,24	23,20

Quadro 4: distribuição de carga de vento – edifício com 8 pavimentos

A configuração estrutural de partida é composta unicamente por pórticos e está apresentada na figura 39, onde os momentos de segunda ordem representam um acréscimo de 10% em relação aos momentos de primeira ordem.

Observe-se que, em razão da redução na altura do edifício, os pilares, nessa configuração, são bem menos robustos do que eram nos exemplos anteriores, havendo redução também nas dimensões das vigas. O valor obtido para o parâmetro de instabilidade α , na direção e na combinação de carregamentos em estudo, foi de 0,662. A figura 38 representa a deformação global do edifício, com um deslocamento de 2,067 cm no último pavimento.

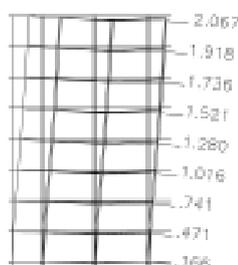


Figura 38: deformação da estrutura no exemplo 13

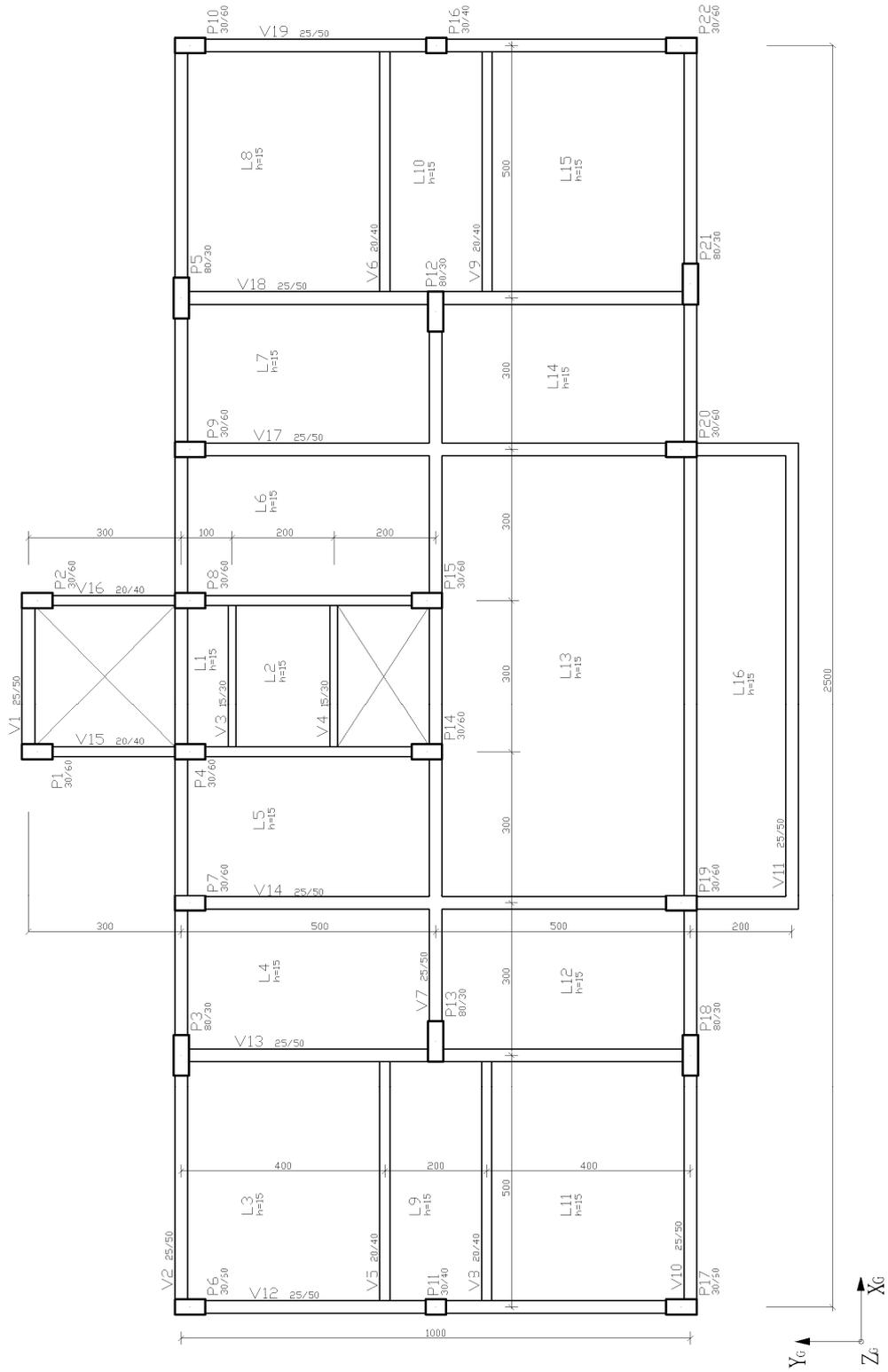


Figura 39: modelo estrutural do exemplo 13

4.14 EXEMPLO 14

Nesse exemplo, em que a estrutura possui também 8 pavimentos, foram inseridos dois pilares-parede, representados na figura 41 pelos pilares P4 e P10, medindo, cada um, 1,50 m de comprimento e 20 cm de largura. A esses elementos corresponde uma contribuição de 18,72% para com a rigidez total da estrutura, sendo que a configuração estrutural apresentada na figura 41 está com a magnitude de momentos de segunda ordem desejada (10% em relação aos momentos de primeira ordem).

Foram considerados os mesmos critérios e carregamentos adotados nos exemplos anteriores, para a combinação mais desfavorável. Também foi mantido o ângulo de incidência de vento em análise (270°), com sua correspondente distribuição de cargas entre os pavimentos, sendo encontrado, nessas condições, o valor de 0,625 para o parâmetro de instabilidade α . O deslocamento no topo do edifício foi de 2,205 cm, estando a deformação do conjunto estrutural ilustrada na figura 40.

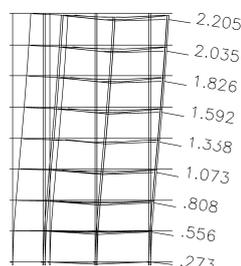


Figura 40: deformação da estrutura no exemplo 14

4.15 EXEMPLO 15

O atual exemplo é análogo ao anterior, porém o comprimento das duas paredes resistentes (P4 e P10) foi aumentado para 1,80 m. Com isso, as dimensões dos demais elementos tiveram de ser ajustadas, como pode ser observado na figura 42, de forma aos momentos globais de segunda ordem representarem um acréscimo de 10% no valor dos correspondentes momentos de primeira ordem. A parcela contribuinte dos pilares-parede para com a rigidez total da estrutura resultou em 27,18%.

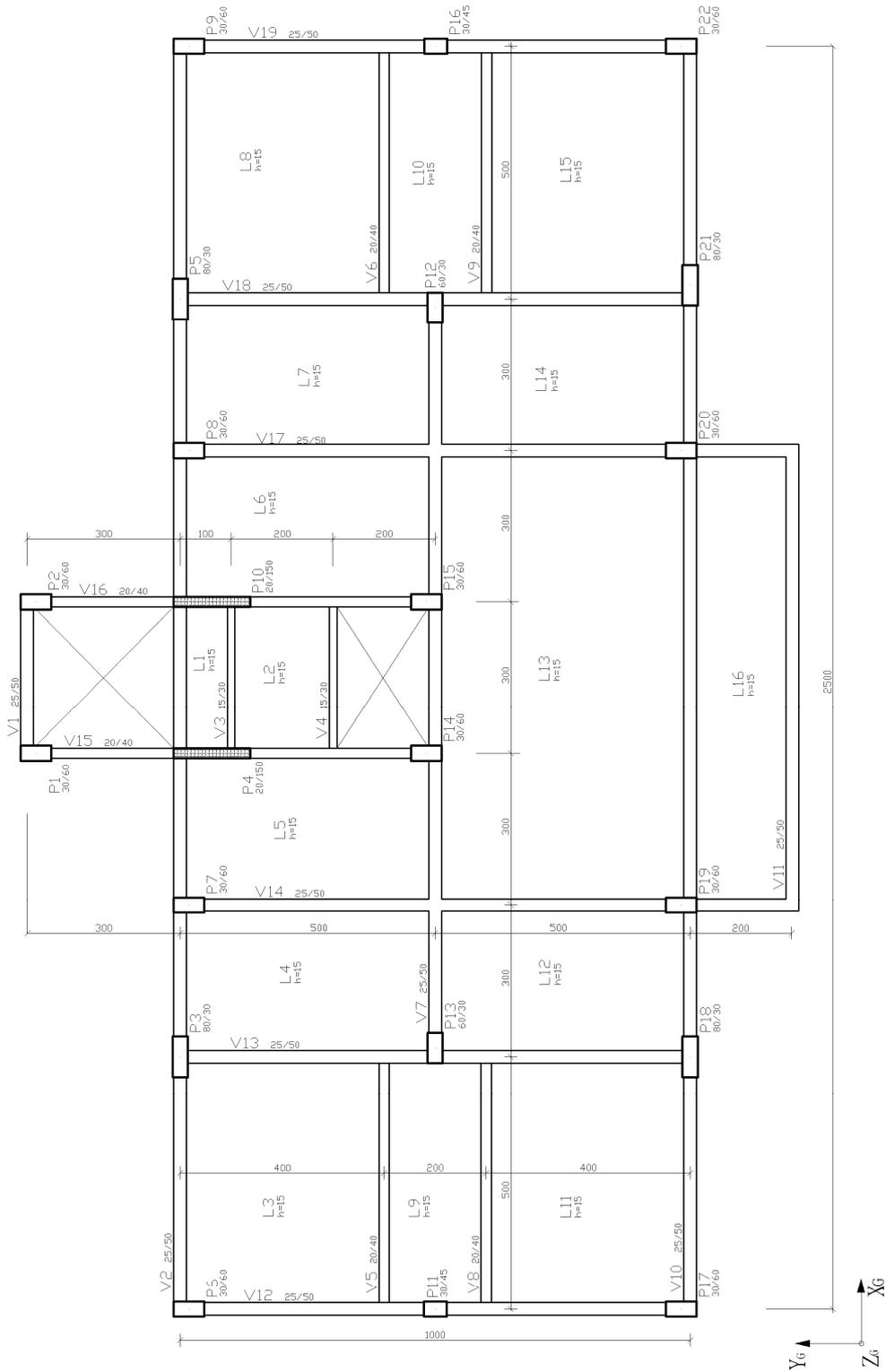


Figura 41: modelo estrutural do exemplo 14

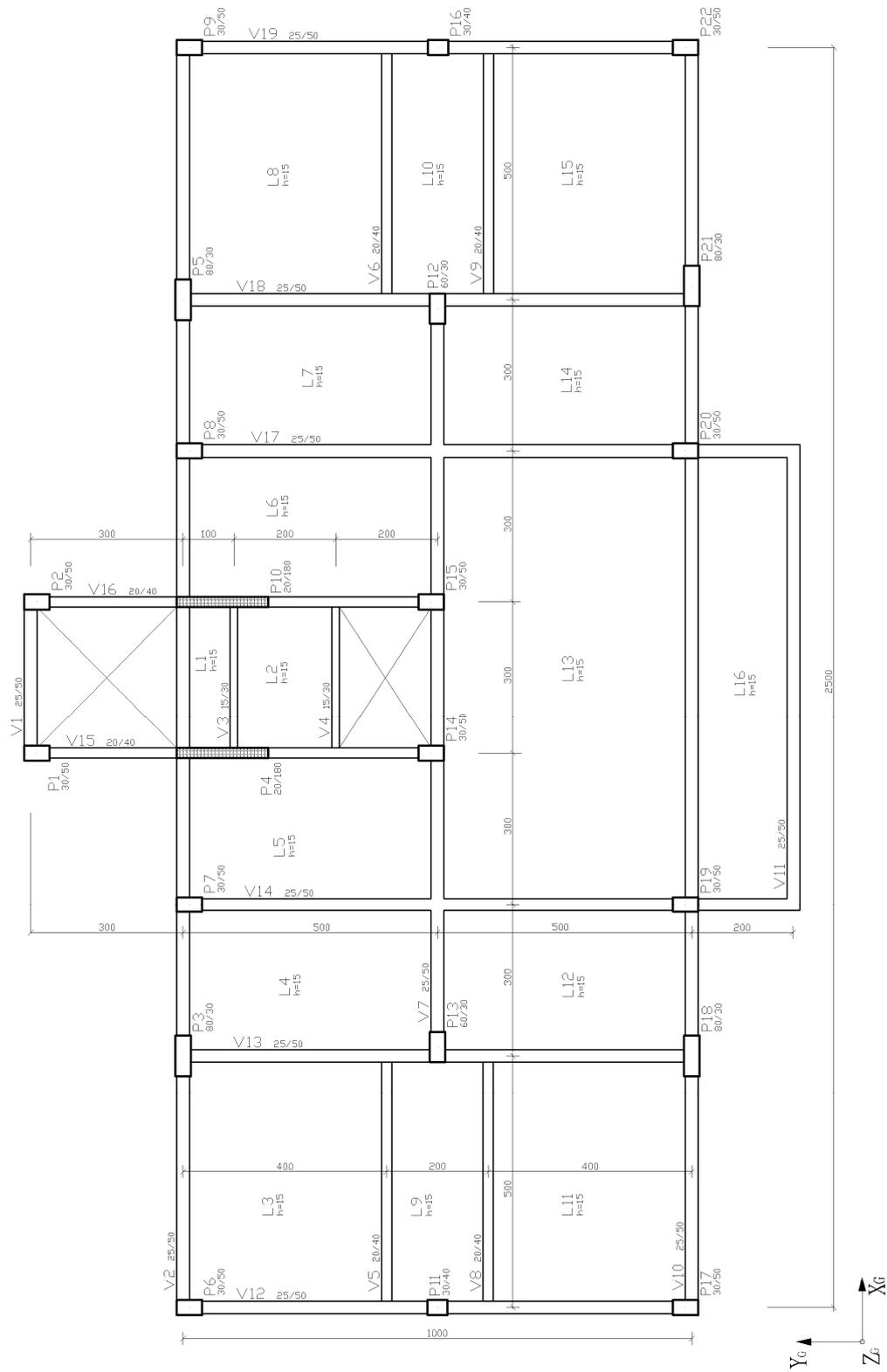


Figura 42: modelo estrutural do exemplo 15

Considerando a mesma combinação de carregamentos analisada nos demais exemplos, o valor limite encontrado para o parâmetro de instabilidade α , na direção crítica considerada, foi de 0,654. O deslocamento gerado no topo da estrutura foi de 2,198 cm, como observa-se na figura 43, onde está representada a deformação global do edifício.

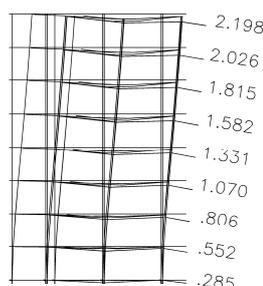


Figura 43: deformação da estrutura no exemplo 15

4.16 EXEMPLO 16

Dando sequência aos dois exemplos anteriores, no modelo atual procedeu-se um novo aumento de comprimento nos dois pilares-parede (P4 e P10 representados na figura 45), para 2,20 m. A contribuição das rigidezes desses elementos, após serem ajustadas as demais seções para geração de efeitos de segunda ordem no valor requerido, passou a 48,55% da rigidez total, com vento incidente a de 270°. Nessa configuração foi obtido o valor de 0,689 para o parâmetro de instabilidade α , sendo 2,519 cm o deslocamento do topo, indicado na figura 44.

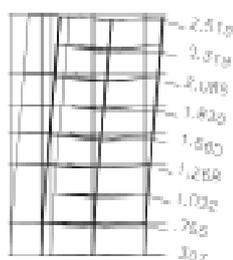


Figura 44: deformação da estrutura no exemplo 16

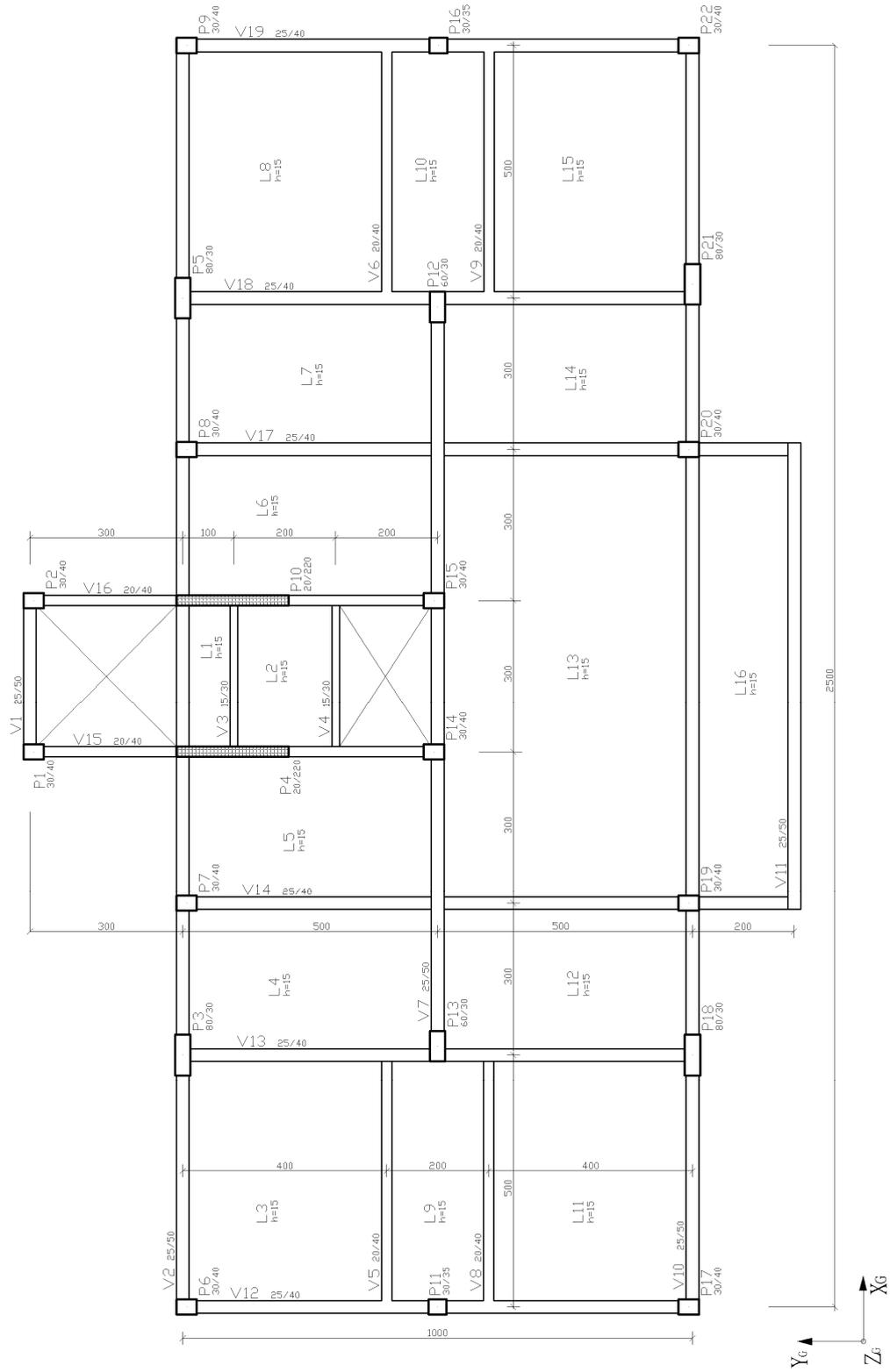


Figura 45: modelo estrutural do exemplo 16

4.17 EXEMPLO 17

Ainda se trabalhando com os pilares-parede P4 e P10, a dimensão maior desses elementos foi elevada para 2,50 m, com a devida redução nas seções dos pilares menores até que a estrutura apresentasse a configuração desejada, representada na figura 48. Dessa forma, a contribuição das duas paredes resistentes atingiu 58,38% da rigidez total. O valor limite do parâmetro de instabilidade α resultou em 0,717, com 2,761 cm de deslocamento no topo (figura 46).

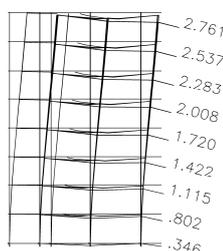


Figura 46: deformação da estrutura no exemplo 17

4.18 EXEMPLO 18

Nesse último exemplo, analisado também com 8 pavimentos, o sistema de contraventamento da estrutura está constituído exclusivamente por paredes resistentes. A configuração estrutural obtida está apresentada na figura 49, onde os efeitos de segunda ordem correspondem a 10% dos correspondentes de primeira ordem. O parâmetro de instabilidade α apresentou o valor de 0,662, na direção crítica analisada, para a combinação de carregamentos mais desfavorável (cargas permanentes, cargas acidentais e 0,6 vezes a carga de vento). A deformação global da estrutura está ilustrada na figura 47, onde observa-se um deslocamento de 2,520 cm no topo.

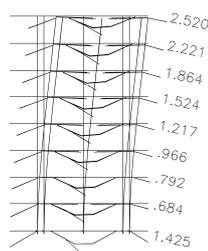


Figura 47: deformação da estrutura no exemplo 18

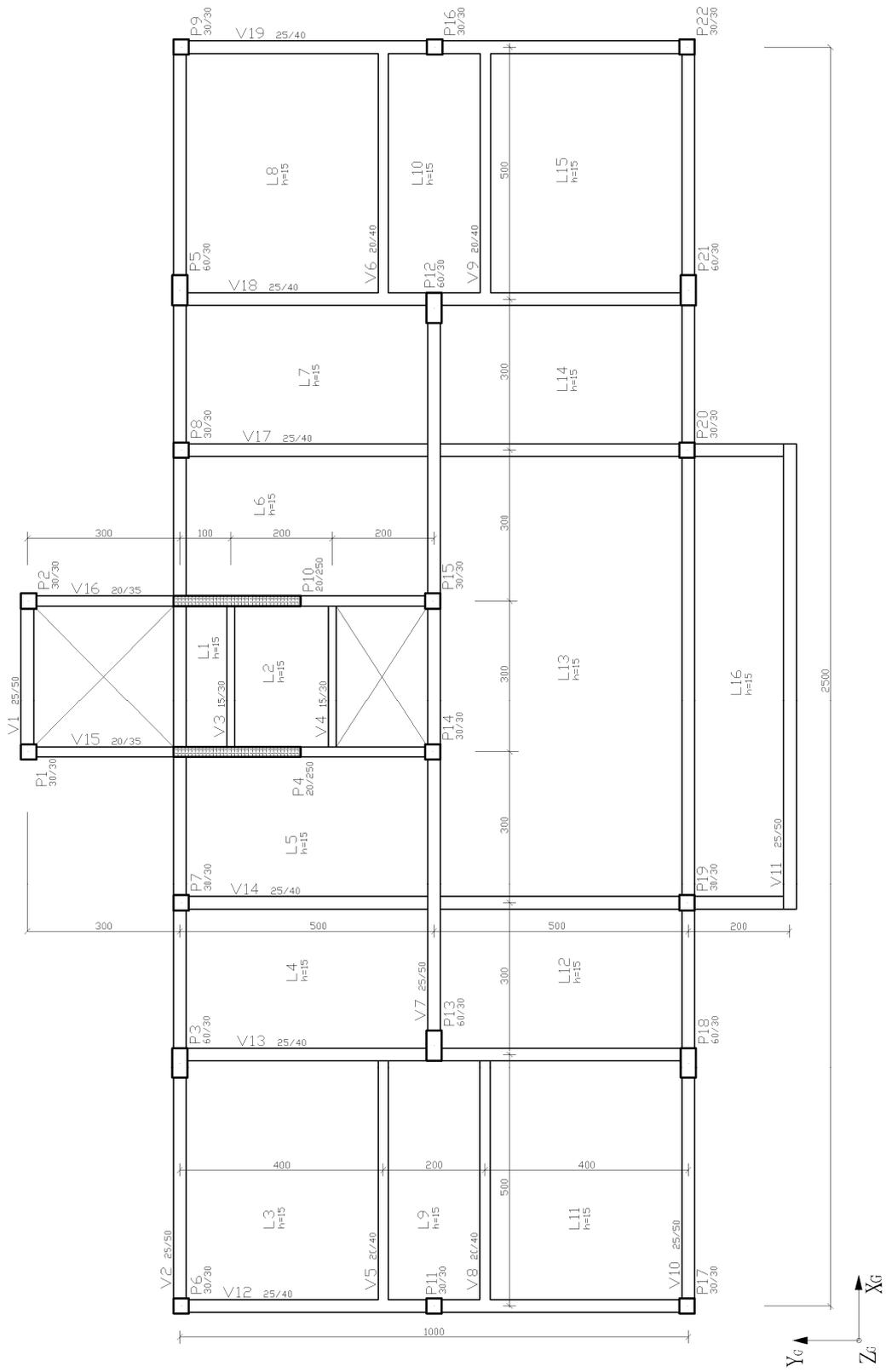


Figura 48: modelo estrutural do exemplo 17

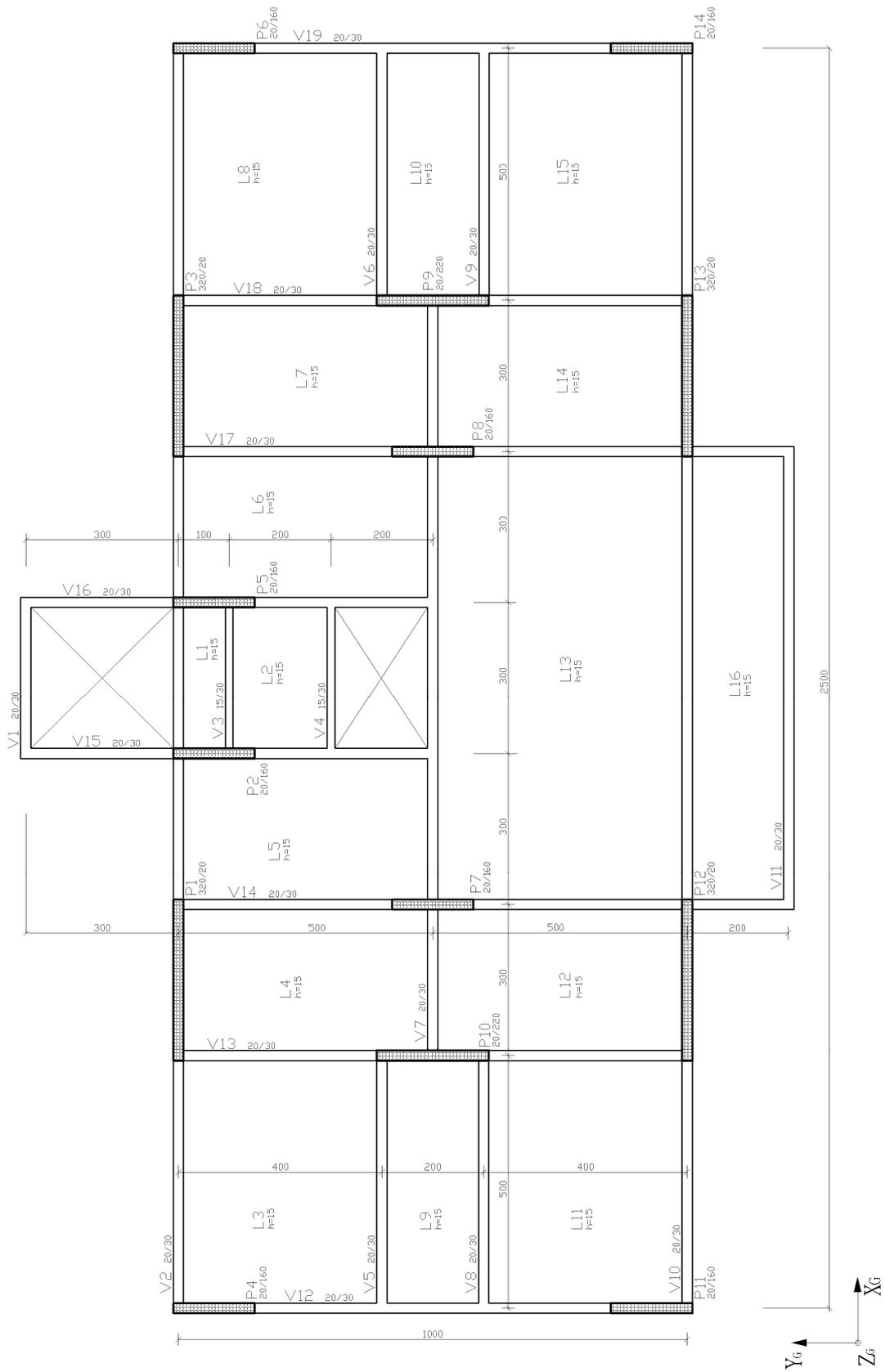


Figura 49: modelo estrutural do exemplo 18

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo traz a síntese dos resultados alcançados neste trabalho de diplomação, tendo como finalidade responder a questão de pesquisa proposta. Ao final são apresentadas as conclusões, ocorrendo, enfim, o fechamento do trabalho.

5.1 RESULTADOS OBTIDOS

Para o número limitado de configurações estruturais que foram analisadas, o parâmetro de instabilidade α apresentou uma variação de pequena amplitude, como é demonstrado no quadro 5. Os resultados estão separados por número de pavimentos, sendo ordenados pela coluna que traz os percentuais contribuintes de pilares-parede para com a rigidez total da estrutura, em cada exemplo. Os valores do parâmetro de instabilidade α destacados correspondem aos mínimos e máximos encontrados para diferentes números de pavimentos, sendo que a variação posta na última linha é dada pela diferença entre esses valores.

15 pavimentos			25 pavimentos			8 pavimentos		
Exemplo	% de pilares-parede	α	Exemplo	% de pilares-parede	α	Exemplo	% de pilares-parede	α
1	0	0,706	6	0	0,727	13	0	0,662
2	49,1	0,642	7	35,65	0,728	14	18,72	0,625
4	76,21	0,683	11	39,46	0,674	15	27,18	0,654
3	93,63	0,786	10	59,12	0,741	16	48,55	0,689
5	100	0,664	8	60,58	0,712	17	58,38	0,717
			9	68,95	0,687	18	100	0,662
			12	100	0,685			
Variação:		0,144	Variação:		0,067	Variação:		0,092

Quadro 5: resumo dos resultados obtidos

O quadro 6 traz os valores de rigidez que a estrutura apresentou nos vários exemplos analisados, para a direção de vento considerada. São apresentados, também, o somatório das cargas verticais e a parcela de rigidez correspondente aos pilares-parede, nos casos em que há

a ocorrência desses elementos. A última coluna representa o percentual contribuinte dos pilares-parede frente à rigidez total da estrutura. Para cálculo das rigidezes, partindo-se dos resultados encontrados para o parâmetro de instabilidade α , obteve-se o valor de $E_{cs}I_c$, com o uso da fórmula 6. Uma vez que já se tinha os deslocamentos do edifício, foi possível obter a carga horizontal equivalente no topo da estrutura, ou seja, uma carga de deformações semelhantes às obtidas. Dividindo-se essa carga pelo deslocamento no topo, chega-se ao valor da rigidez em kN/m.

Exemplo	Σ cargas verticais* (kN)	Ridez total da estrutura (kN/m)	Parcela de rigidez devida a pilares-parede (kN/m)	% contribuinte
15 pavimentos				
1	63.261	7.207,9	-	0
2	64.219	7.042,9	3.458,19	49,10
3	62.030	5.865,7	5.492,10	93,63
4	63.644	6.575,8	5.011,47	76,21
5	93.418	8.833,8	8.833,78	100
25 pavimentos				
6	111.550	34.327,73	-	0
7	115.004	33.006,41	11.766,67	35,65
8	114.517	32.706,32	19.813,38	60,58
9	114.181	33.421,53	23.042,48	68,95
10	114.367	32.346,74	19.124,09	59,12
11	115.169	35.441,42	13.983,63	39,46
12	114.455	32.929,41	32.929,41	100
8 pavimentos				
13	33.557	1.133,70	-	0
14	33.532	1.081,18	202,45	18,72
15	33.421	1.039,94	282,63	27,18
16	33.034	973,22	472,47	48,55
17	32.850	944,51	551,40	58,38
18	31.288	867,79	867,79	100

* em valores característicos.

Quadro 6: rigidez das estruturas analisadas

Sob aspectos econômicos, o quadro 7 traz, para cada exemplo, o consumo necessário de materiais, compreendendo: volume de concreto (m^3), área de fôrmas (m^2) e consumo de aço (kg). Em relação a volume de concreto e área de fôrmas, para os exemplos com 15 e 25 pavimentos, nota-se um maior consumo para sistemas com contraventamentos 100% constituídos por pilares-parede, ficando as demais proporções com volumes de concreto bem próximos. Já para 8 pavimentos houve pequenas variações. O consumo de aço seguiu uma

tendência parecida, porém os valores máximos ficaram bem mais elevados em relação aos demais. Houve uma discrepância no exemplo 7, que com 35,65% de pilares-parede apresentou o maior consumo de aço, provavelmente pelas grandes dimensões de seus pilares.

Exemplo	Volume de concreto (m ³)	Área de fôrmas (m ²)	Consumo de aço (kg)	% pilares-parede
15 pavimentos				
1	1.135	8.834	79.656	0
2	1.190	9.135	84.019	49,10
3	1.098	8.724	80.138	93,63
4	1.167	9.109	79.750	76,21
5	1.366	10.752	133.940	100
25 pavimentos				
6	2.164	15.906	100.179	0
7	2.285	16.523	197.580	35,65
8	2.354	16.468	84.019	60,58
9	2.344	16.805	84.019	68,95
10	2.321	16.719	84.019	59,12
11	2.347	16.914	84.019	39,46
12	2.470	17.703	185.056	100
8 pavimentos				
13	543	4.269	73.648	0
14	546	4.317	85.367	18,72
15	540	4.292	65.755	27,18
16	526	4.195	66.142	48,55
17	514	4.131	66.249	58,38
18	503	4.259	84.019	100

Quadro 7: consumo de materiais

5.2 CONCLUSÃO

Para a limitada quantidade de configurações estruturais que foram analisadas, constatou-se uma pequena variação no valor do parâmetro de instabilidade α , em geral na casa de 0,6 a 0,7, não sendo possível, a partir dos casos estudados, a interpolação entre os limites previstos na NBR 6118:2007 para os diferentes contraventamentos. Os valores de α foram sempre obtidos de forma a estarem no limite para a desconsideração dos efeitos globais de segunda ordem, ou

seja, quando estes correspondem a 10% dos respectivos efeitos de primeira ordem. A pequena variação encontrada pode ter sido em função de que, com o aumento da altura do edifício, os pórticos começam a deixar de se deformarem exclusivamente por corte, passando a ter um componente de comportamento similar ao dos pilares-parede, que se deformam principalmente por flexão.

Uma vez que os efeitos de segunda ordem foram calculados, no presente trabalho, pelo processo rigoroso P-Delta, e que o parâmetro de instabilidade α fornece uma estimativa menos precisa para a desconsideração (ou não) de tais efeitos, pode-se concluir (ponderando-se que foi analisada uma quantidade limitada de estruturas, em apenas uma direção), que os limites recomendados na NBR 6118:2007 para o referido parâmetro estão a favor da segurança quando há a presença de pórticos na estrutura. Ou seja, os valores limite de 0,5 para quando só houver pórticos, e de 0,6 para associações de pórticos a pilares-parede, foram respeitados em todos os exemplos (embora nunca tenha baixado de 0,6 nos casos em que há apenas pórticos). Por outro lado, o limite para contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede mostrou-se questionável, pois nessa condição foram encontrados valores inferiores (mesmo que próximos) a 0,7. Em outras palavras, atingiu-se o limite para a desconsideração dos efeitos globais de segunda ordem abaixo do valor previsto pela Norma.

Sob aspectos econômicos, parece ser mais viável a opção por sistemas constituídos de associações entre pilares-parede e pórticos, pois, em geral, aqueles formados exclusivamente por pilares-parede apresentaram um maior consumo de materiais. Porém deve-se tomar cuidado quando se tem vários pilares de grandes dimensões, que podem gerar um excessivo consumo de aço, como pôde ser observado no exemplo 7.

Como sugestão para trabalhos futuros fica a análise de uma maior variação, tanto de configurações estruturais, como no número de pavimentos, também para outras direções de incidência de vento.

REFERÊNCIAS

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

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

BERNARDI, D. F. **Um modelo computacional para a análise global tridimensional da estrutura de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais**. 2010. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto**: fundamentos do projeto estrutural. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1976.

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

_____. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1995.

STAMATO, M. C. **Associação contínua de painéis de contraventamento**. São Carlos: EESC/USP, 1972. Caderno de Engenharia.

WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. 2003. 91 f. Trabalho de Conclusão (Mestrado em Engenharia) – Mestrado Profissionalizante em Engenharia da Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.