



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607, de 17/10/05, D.O.U. nº 202, de 20/10/2005

ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Wallas Borges Araújo

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO DE 40 PAVIMENTOS,
ADOTANDO DIFERENTES f_{ck} PARA OS PILARES

Palmas – TO

2017

Wallas Borges Araújo

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO DE 40 PAVIMENTOS,
ADOTANDO DIFERENTES f_{ck} PARA OS PILARES

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior

Palmas – TO

2017

Wallas Borges Araújo

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO DE 40 PAVIMENTOS,
ADOTANDO DIFERENTES f_{ck} PARA OS PILARES

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior

Aprovado em: 11 / 11 / 2017

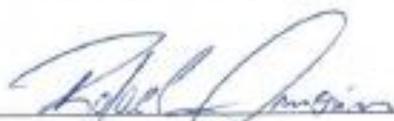
BANCA EXAMINADORA



Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior

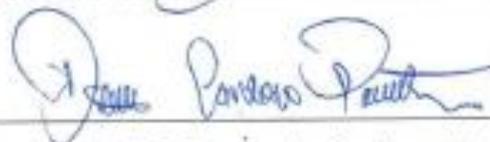
Orientador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. M.Sc. Rafael Alves Amorim

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. M.Sc. Denis Cardoso Parente

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas – TO

2017

*A Deus, que sempre está presente em minha vida.
Aos meus amados pais Adelmir de Oliveira Araújo e
Belonísia Cristina Borges Araújo pelo carinho, apoio e
por me ajudar a confrontar todos os desafios da vida me
dando força e coragem. Obrigado!*

AGRADECIMENTOS

A Deus pela criação da vida.

Ao professor Roldão Pimentel de Araújo Júnior, pela orientação, pela motivação para a conclusão do trabalho e por todo o conhecimento transferido.

Ao meus amados pais Adelmir de Oliveira Araújo e Belonísia Cristina Borges Araújo por ter me dado à luz, pelo exemplo de vida e por todo o apoio e incentivo para seguir frente as dificuldades e conseguir os meus objetivos.

A minha namorada Cintia Klésia Bastita de Sousa por todo o cuidado comigo, paciência e companheirismo.

A toda a minha família pelo apoio, amor e carinho.

A todos os meus professores pela atenção, amizade e motivação nessa missão delicada que é a graduação.

E todos aqueles que contribuíram indiretamente e diretamente para a conclusão deste trabalho.

“Peça a Deus que abençoe os seus planos, e eles darão certos!

Provérbios 16:3

RESUMO

ARAÚJO, Wallas Borges. **Avaliação da estabilidade global de um edifício de 40 pavimentos, adotando diferentes f_{ck} para os pilares.** 2017. 95 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2017.

O aperfeiçoamento tecnológico dos últimos anos tem contribuído de forma significativa na construção de edifícios cada vez mais altos e esbeltos. Nesse sentido, o desenvolvimento na área da tecnologia do concreto, também, permite a obtenção de estruturas mais resistentes e duráveis, com maior rigidez frente aos deslocamentos. Dessa forma, análises estruturais associadas a avaliação da estabilidade global vem se tornando desafiadoras. O desenvolvimento de softwares para a modelagem de estruturas permite a análise de grandes edifícios com maior complexidade. Neste trabalho foi utilizado o software Eberick para avaliar a estabilidade global de um edifício de 40 pavimentos, a partir do coeficiente Gama-Z, com a variação do f_{ck} dos pilares do edifício, em 5 diferentes modelos, para analisar os efeitos gerados por essa alteração, assim como, os deslocamentos horizontais, esforços solicitantes, o custo e o consumo de materiais dos pilares. Nesse aspecto, foi levado em consideração os efeitos de segunda ordem no processo de cálculo, e constatado que o Gama-Z é reduzido com o aumento do f_{ck} dos pilares, com maior eficiência nos primeiros pavimentos do edifício. Os deslocamentos horizontais, assim como o Gama-Z, também são reduzidos com o aumento da rigidez da estrutura. Os esforços solicitantes e momentos fletores nos pilares e na fundação foram mais expressivos nos elementos que apresentaram maior rigidez. Quanto ao custo e ao consumo de materiais, foi verificado que existe uma compensação de aço e concreto para vencer os carregamentos. Desse modo, o modelo mais eficiente foi o que compatibilizou de modo mais econômico a composição desses materiais nos pilares frente aos esforços solicitantes, apresentando, também, melhor relação custo-benefício.

ABSTRACT

ARAÚJO, Wallas Borges. **Evaluation of global stability of 40-floor building, adoptinf diferente fck values for the columms.** 2017. 95 f. Course Conclusion Work (Graduate) – Civil engineering course, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2017.

The technological improvement of the last years has contributed in a significant way in the construction of buildings more and more tall and slender. In this sense, the development in the area of concrete technology, also, allows the obtaining of structures more resistant and durable, with greater rigidity against the displacements. In this way, structural analyzes associated to the evaluation of global stability are becoming challenging. The development of software for the modeling of structures allows the analysis of large buildings with greater complexity. In this work, Eberick software was used to evaluate the overall stability of a 40-storey building from the Z-Range coefficient with the variation of the fck of the building pillars in 5 different models to analyze the effects generated by this change , as well as the horizontal displacements, requesting efforts, cost and material consumption of the pillars. In this aspect, the second-order effects were taken into account in the calculation process, and it was verified that the Z-Range is reduced with increasing fck of the pillars, with greater efficiency in the first floors of the building. Horizontal displacements, as well as the Z-Range, are also reduced by increasing the rigidity of the structure. The stresses and bending moments in the abutments and in the foundation were more expressive in the elements that presented greater rigidity. As for the cost and the consumption of materials, it was verified that there is a compensation of steel and concrete to win the shipments. In this way, the most efficient model was the one that more economically compatibilized the composition of these materials in the pillars in front of the requesting efforts, presenting, also, a better cost-benefit relation.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 - EMPREGO DE NÚCLEOS DE RIGIDEZ (PILARES-PAREDE ASSOCIADOS) PARA O TRAVAMENTO LATERAL DO EDIFÍCIO	15
FIGURA 2 - EXEMPLO DE PLANTA DE FORMAS DE EDIFÍCIO COM SISTEMA ESTRUTURAL CONSTITUÍDO POR PÓRTICOS ASSOCIADOS A PILARES-PAREDE	15
FIGURA 3 - DIAGRAMA TENSÃO DEFORMAÇÃO DO CONCRETO: (A) LINEAR; (B) NÃO LINEAR.....	17
FIGURA 4 - CORREÇÃO DA RIGIDEZ DE MODO APROXIMADO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	19
FIGURA 5 - FLECHA IMEDIATA EM VIGA PELA RIGIDEZ EQUIVALENTE.....	19
FIGURA 6 – DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA	20
FIGURA 7 - DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA.....	21
FIGURA 8 - RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA.....	22
FIGURA 9 - BARRA VERTICAL COM MUDANÇA DE POSIÇÃO NA VERTICAL.....	22
FIGURA 10 - BARRA VERTICAL SUBMETIDA A AÇÃO VERTICAL E HORIZONTAL.....	23
FIGURA 11 - REAÇÕES NA BARRA VERTICAL INDEFORMADA	24
FIGURA 12 - REAÇÕES NA BARRA VERTICAL DEFORMADA	24
FIGURA 13 - ANÁLISE DA COLUNA ISOLADA (PARÂMETRO A).....	27
FIGURA 14 – SISTEMA DESCONTÍNUO DADO E SISTEMA CONTÍNUO IDEALIZADO.....	28
FIGURA 15 - BARRA SUBMETIDA A COMPRESSÃO AXIAL.....	29
FIGURA 16 - VALORES DE A_{KLIM} DE ACORDO COM O CONTRAVENTAMENTO UTILIZADO	30
FIGURA 17 - DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FINAL (M).....	34
FIGURA 18 - ALGUMAS SITUAÇÕES ONDE NÃO É RECOMENDÁVEL APLICAR O COEFICIENTE Γ_z ..	36
FIGURA 19 - ESTRUTURA DEFORMADA COM CARREGAMENTO ORIGINAL E COM CARGAS FICTÍCIAS.....	37
FIGURA 20 - ELEMENTOS DE TRAVAMENTO (TRACIONADO OU COMPRIMIDO).....	42
FIGURA 21 - ESTRUTURA DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS DEFORMADA COM/SEM FASEAMENTO CONSTRUTIVO	44
FIGURA 22 - TRANSFERÊNCIA DA AÇÃO DO VENTO NAS EDIFICAÇÕES	46
FIGURA 23 - COEFICIENTE DE ARRASTO PARA ZONAS DE BAIXA TURBULÊNCIA	48
FIGURA 24 – ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO E PILARES CONTRAVENTADOS	49
FIGURA 25 - ALGUNS TIPOS DE SISTEMAS ESTRUTURAIS	50
FIGURA 26 – ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO COM PILARES-PAREDE	53
FIGURA 27 – MODELOS USUAIS DE ASSOCIAÇÃO DE PILARES-PAREDE.....	53
FIGURA 28 – TIPOS DE NÚCLEOS ESTRUTURAIS.....	54
FIGURA 29 - EMPENAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL	55

FIGURA 30 - FLEXÃO E EMPENAMENTO DO NÚCLEO	56
FIGURA 31 - DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO	58
FIGURA 32 – DIFERENTES MODELOS ADOTADOS NO TRABALHO	60
FIGURA 33 – PLANTA DE LOCAÇÃO DO EDIFÍCIO IMPERADOR DO LAGO.....	62
FIGURA 34 – PLANTA DE FORMAS DO PAVIMENTO TIPO (SEM ESCALA)	63
FIGURA 35 – CONFIGURAÇÕES DE ANÁLISE	64
FIGURA 36 – CONFIGURAÇÃO DE MATERIAIS E DURABILIDADE	66
QUADRO 37 - CLASSIFICAÇÃO DOS PILARES	68
FIGURA 38 – ISOPLETAS DA VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO V_0 (M/S).....	70
FIGURA 39 – CONFIGURAÇÕES DE VENTO	71
FIGURA 40 – FORÇAS DEVIDO AO VENTO	71
FIGURA 41 – RUGOSIDADE DO TERRENO.....	72
FIGURA 42 – BOTÃO FLUÊNCIA.....	73
FIGURA 43 – JANELA PARA AS CONFIGURAÇÕES DA CLASSE DO CONCRETO.....	74
FIGURA 44 – CONFIGURANDO A ANÁLISE ELÁSTICA	75
FIGURA 45 - PÓRTICO DO EDIFÍCIO EM 3D (SEM ESCALA)	76
FIGURA 46 - RESULTADOS DA ANÁLISE ESTÁTICA	77
FIGURA 47 - COEFICIENTE GAMA-Z	79
FIGURA 48 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS (CM) NO TOPO DA EDIFICAÇÃO.....	80
FIGURA 49 - PILARES DA REGIÃO CENTRAL DO EDIFÍCIO.....	82
FIGURA 50 - CARACTERÍSTICAS E ESFORÇOS SOLICITANTES NOS PILARES E NAS FUNDAÇÕES....	83
FIGURA 51 - COMPARATIVO DOS ESFORÇOS NA BASE DOS PILARES DO PAVIMENTO TÉRREO	85
FIGURA 52 - COMPARATIVO DOS MOMENTOS FLETORES NA DIREÇÃO X NA BASE DOS PILARES DO PAVIMENTO TÉRREO	86
FIGURA 53 - COMPARATIVO DOS MOMENTOS FLETORES NA DIREÇÃO Y NA BASE DOS PILARES DO PAVIMENTO TÉRREO	86
FIGURA 54 - SEÇÃO AJUSTADA PARA A OBTENÇÃO DO RESUMO DE MATERIAIS DOS PILARES DOS OS MODELOS C30 E C35	87
FIGURA 55 – CUSTO UNITÁRIO DO CONCRETO, FORMA E AÇO	88
FIGURA 56 - COMPARATIVO DO CONSUMO E CUSTO TOTAL DOS MATERIAIS UTILIZADOS NOS PILARES	88
FIGURA 57 – VARIAÇÃO EM PERCENTUAL DO CONSUMO DE MATERIAIS DOS MODELOS	89
FIGURA 58 - CONSUMO DE MATERIAIS DA ESTRUTURA DOS PILARES	91

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NLF	Não Linearidade Física
NLG	Não Linearidade Geométrica
NLC	Não Linearidade de Contato
CEB-FIP	Manual of Buckling and Instability
ELU	Estado Limite Ultimo
ELS	Estado Limite de Serviço
CEULP	Centro Universitário Luterano de Palmas
ULBRA	Universidade Luterana do Brasil

LISTA DE SÍMBOLOS

P_{cr}	Carga Crítica
α	Coefficiente de Instabilidade Alfa
α_{cr}	Coefficiente de Instabilidade Alfa (crítico)
γ_z	Coefficiente de Instabilidade Gama z
Δ	Deslocamento na Horizontal
P- Δ	Efeito P-Delta
Λ	Esbeltez
I	Inércia
MPa	Mega Pascal
E	Módulo de Elasticidade
E_{ci}	Módulo de Elasticidade Inicial
E_{cs}	Módulo de Elasticidade Secante
f_{ck}	Resistência Característica a Compressão do Concreto
$(EI)_{Eq}$	Rigidez Equivalente
V_0	Velocidade Básica do Vento
V_k	Velocidade Característica do Vento

SUMÁRIO

1.INTRODUÇÃO	10
1.1. OBJETIVO GERAL.....	11
1.2. OBJETIVO ESPECÍFICO.....	11
1.3 JUSTIFICATIVAS	11
1.4 PROBLEMA.....	12
1.5 HIPÓTESE.....	13
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL.....	14
2.2 ESTABILIDADE GLOBAL.....	15
2.2.1 <i>Análise não linear física</i>	17
2.2.1.1 Análise Aproximada.....	18
2.2.1.1.1 Diagrama Momento-Curvatura.....	19
2.2.1.2 Análise Não Aproximada	21
2.2.2 <i>Análise não linear geométrica</i>	22
2.3 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM.....	24
2.3.1 <i>Parâmetro de instabilidade (Alfa)</i>	26
2.3.2 <i>Parâmetro de instabilidade (gama z)</i>	31
2.4 EFEITO P-DELTA	35
2.5 FUNDAMENTOS DE SEGURANÇA.....	37
2.6 FATORES QUE INFLUENCIAM A ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS	38
2.6.1 <i>Ações</i>	38
2.6.1.1 Ações horizontais	39
2.6.1.2 Ações verticais.....	40
2.6.1.3 Ações devido às imperfeições geométricas	41
2.6.2 <i>Interação solo estrutura</i>	42
2.6.3 <i>Faseamento construtivo</i>	43
2.6.4 <i>Efeito da fluência e retração do concreto</i>	44
2.7 AÇÃO DO VENTO.....	45
2.7.1 <i>Velocidade do vento</i>	47
2.7.2 <i>Força e coeficiente de arrasto</i>	47
2.8 SISTEMAS EM CONTRAVENTAMENTO	49
2.8.1 <i>Rigidez nas estruturas de contraventamento</i>	51

2.9 PILAR-PAREDE.....	51
2.9.1 <i>Pilar parede associado</i>	54
2.10 CONCRETO ARMADO	56
2.10.1 <i>Resistência a compressão</i>	57
2.10.2 <i>Módulo de elasticidade</i>	57
3.METODOLOGIA.....	60
3.1 SOFTWARE UTILIZADO: ALTOQI EBERICK.....	61
3.2 PROJETO ARQUITETÔNICO.....	61
3.3 ANÁLISE E DEFINIÇÕES PARA A ESTRUTURA	63
3.3.1 <i>Propriedade dos Materiais</i>	65
3.3.2 <i>Lançamento da Estrutura no Eberick</i>	66
3.3.2.1 <i>Entrada de dados</i>	66
3.4 AÇÕES NA ESTRUTURA E CONTRAVENTAMENTO.....	67
3.4.1 <i>Pilar parede</i>	67
3.4.2 <i>Determinação dos carregamentos verticais e horizontais</i>	68
3.4.2.1 <i>Determinação dos carregamentos verticais</i>	68
3.4.2.1.1 <i>Cargas permanentes</i>	69
3.4.2.1.2 <i>Cargas acidentais</i>	69
3.4.2.2 <i>Determinação dos carregamentos horizontais</i>	69
3.4.3 <i>Consideração da fluência e retração</i>	72
3.4.4 <i>Esforços na fundação</i>	73
3.5 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO	73
3.6 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA	74
3.7 CUSTO E CONSUMO DE MATERIAIS.....	75
4. RESULTADOS E DISCURSÕES.....	76
4.1 ESTABILIDADE GLOBAL E DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS.....	77
4.2 ESFORÇOS SOLICITANTES NA BASE DOS PILARES E NA FUNDAÇÃO	81
4.3 CUSTO E CONSUMO DE MATERIAIS	87
5. CONCLUSÃO.....	92
APÊNDICES	96

1.INTRODUÇÃO

A construção de edifícios de grande altura é uma das soluções para desafogar os grandes centros urbanos, devido à falta de território e crescimento populacional. Estruturas com característica esbelta, exige maior rigidez para o combate de ações horizontais (PAIXÃO; ALVES, 2016). Para isso, é de fundamental importância estudos aprofundados de alternativas construtivas de soluções em contraventamento em concreto armado, como os pilares-parede, por exemplo. Além disso, é imprescindível a escolha de uma resistência à compressão para o concreto de forma que se possa concorrer à economia e segurança do projeto.

Os avanços tecnológicos dos últimos anos têm contribuído de forma significativa na engenharia estrutural. Os computadores com processadores de altíssimo desempenho permitem o desenvolvimento de softwares que auxiliam na modelagem de estruturas e criação de métodos numéricos para a análise de grandes edifícios e seus efeitos laterais com maior grau de complexidade. Dessa forma, pode-se garantir maior segurança e simplicidade para os projetistas (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

Nessa perspectiva, o avanço na área da tecnologia do concreto permite a obtenção de materiais duráveis e resistentes, podendo assim, contribuir com a maior variabilidade de peças estruturais de diferentes formas e menores dimensões, e favorecer modelos arquitetônicos mais bem trabalhados. Porém, partir do princípio de que o concreto armado não é um material elástico, com vista aos efeitos de fluência e fissuração, por exemplo, conferem a um comportamento não linear, cabendo ao fato de avaliar a consideração da não linearidade física do material (PINTO; RAMALHO, 2002).

Para a estrutura manter a sua integridade física e geométrica dentro do estado limite de serviço, são necessários estudos do comportamento estrutural. Dessa forma, cabe ao engenheiro entender como a construção transforma as ações em tensões para garantir a sua estabilidade. Diante das considerações de cálculo para um modelo mais realístico, dependendo da situação, é preciso adotar a condição de equilíbrio da estrutura em uma configuração deformada, isto é, em uma posição deslocada. Essa análise é denominada não linear geométrica e é considerada em casos onde os efeitos de segunda ordem são importantes para a análise estrutural (PINTO; RAMALHO, 2002).

Dado ao exposto, para considerar a estrutura na sua condição final de equilíbrio, a estabilidade global da estrutura deverá ser avaliada. Dessa forma, as possíveis considerações

dos efeitos da não linearidade física (NLF) do material e da não linearidade geométrica (NLG) poderá ser realizada.

Para empregar a análise da NLF, é tomado um modelo simplificado com a redução média na inércia dos pilares-parede. E a consideração da NLG foi realizada com o cálculo dos efeitos de segunda ordem através do processo p-delta, e poderá ser avaliada com o parâmetro γ_z . As considerações não lineares são adotadas se a estrutura é classificada como “estrutura de nós móveis” ou “estrutura nós deslocados” ($\gamma_z \geq 1,10$).

Para a realização deste trabalho foi utilizado o software Eberick para avaliar a estabilidade global da estrutura, que está relacionada com a classificação desta quanto a deslocabilidade dos nós. No estudo foi usado cinco modelos com diferentes resistências a compressão do concreto (f_{ck}) para os pilares de contraventamento.

É importante ressaltar que a única variável em estudo é o f_{ck} do concreto, que foi analisado na estrutura de contraventamento do edifício. No presente caso, todos os pilares dessa subestrutura são considerados de contraventamento, ou seja, todos os pilares são classificados como pilares-parede com exceção de pilares reduzidos no topo do edifício e na garagem.

1.1. OBJETIVO GERAL

Avaliar a estabilidade global de um edifício de 40 pavimentos adotando diferentes f_{ck} para os pilares, com o auxílio do software Eberick da empresa AltoQi.

1.2. OBJETIVO ESPECÍFICO

- Avaliar a estabilidade global da estrutura a partir do coeficiente γ_z e comparar os deslocamentos horizontais dos diferentes modelos adotados;
- Analisar os esforços solicitantes nos pilares e na fundação;
- Avaliar e determinar o volume de concreto, área de forma, peso e consumo de aço empregado nos pilares dos diferentes modelos; e analisar de modo comparativo a relação entre o custo desses materiais e o concreto utilizado nesses pilares.

1.3 JUSTIFICATIVAS

As concepções estruturais de edifícios de grande altura vêm tomando modelos arquitetônicos cada vez mais complexos. Segundo Corelhan (2010), os métodos empregados atualmente, para análise estrutural, em concomitância com construções altas e de formas

inovadoras, e a busca pela economia e segurança, exige um grau crescente de aprimoramento dos métodos de análise empregado.

A carência de informações da estabilidade global da estrutura, considerando o efeito da resistência a compressão do concreto para o aumento da rigidez da estrutura, e combate aos efeitos de segunda ordem necessitam de maiores atenções, pois a estrutura é solicitada por uma ação conjunta de esforços verticais e horizontais (PINTO; RAMALHO, 2002). Assim, o engenheiro de estruturas deve ter consciência do problema da estabilidade global, visto que solicitações não previstas, como por exemplo, os acréscimos de esforços horizontais podem ocasionar problemas estruturais ou até mesmo o colapso da edificação (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

Para a aplicação de um tratamento mais próximo da realidade o quanto possível são necessários estudos para a simplificação dos modelos e métodos a serem aplicados de acordo com as necessidades da estrutura. Parâmetros indicadores utilizados como avaliador das solicitações para maior confiabilidade de projeto são essenciais para a determinação da sensibilidade da estrutura em relação aos efeitos sobre a qual se encontra.

1.4 PROBLEMA

O concreto armado, sendo um material não homogêneo, possui um comportamento não linear, isto é, não obedece à lei de Hooke. Além disso, para analisar efeitos como por exemplo, o desaprumo da estrutura e excentricidades, assim como os efeitos laterais provocados por agentes externos, precisa-se de modelos e estudos sobre a possível consideração desses efeitos (PINTO; RAMALHO, 2002).

Ainda, identificar o quão significativo são os esforços de segunda ordem para a análise de estruturas de grande porte, e a escolha de uma estrutura de contraventamento adequada para o enrijecimento da estrutura quando submetidos a esforços laterais, são tarefas importantíssimas a serem avaliadas na fase de projeto (CARNEIRO; MARTINS, 2008). Dessa forma, pode-se garantir maior confiabilidade e evitar problemas futuros na estrutura.

Será possível avaliar a importância das considerações abordadas neste trabalho, e também, mostrar a importância do contraventamento da edificação com diferentes resistências à compressão do concreto para avaliar o seu comportamento e a economia de projeto.

1.5 HIPÓTESE

A consideração da NLF será de modo simplificado, pois segundo Pinto e Ramalho (2002) o concreto não é elástico perfeito. Sendo assim, com a variação do f_{ck} dos pilares-parede, pode-se observar os seus efeitos no comportamento da estrutura.

A estrutura possui 40 pavimentos, e de fato, esforços laterais serão produzidos em grandes proporções, fazendo com que, o parâmetro indicador (γ_z) da consideração das não linearidades física e geométrica seja superior a 1,1. Conforme Pinto e Ramalho (2002), se o cálculo do coeficiente gama z não ultrapassar esse valor, a estrutura é classificada como “estrutura de nós fixos” e a estimativa dos esforços finais da estrutura poderá ser realizada sem as considerações não lineares (NLF e NLG).

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A percepção global dos esforços é um fator que não deve ser esquecido para a elaboração de um projeto estrutural. Segundo Pinheiro et al. (2003), é nessa fase de projeto que os elementos estruturais e suas respectivas posições são escolhidos para formar um sistema eficiente. Assim, a estrutura poderá receber os esforços das cargas atuantes e transmiti-las à fundação de forma eficaz.

“Um arranjo estrutural adequado consiste em atender, simultaneamente, os aspectos de segurança, economia (custo), durabilidade e os relativos ao projeto arquitetônico, como a funcionalidade e a estética” (ALVA, 2007, p. 01).

A concepção estrutural bem elaborada pode evitar uma série de problemas nas adequações de projeto. A escolha dos elementos estruturais, como por exemplo, o contraventamento deve atender não só os requisitos quanto ao desempenho estrutural, mas também quanto a estética da edificação. Segundo Pinheiro et al. (2003), o projeto arquitetônico é a base para a elaboração do projeto estrutural. Portanto, cabe ao engenheiro de estruturas conhecer os sistemas adequados para a sua aplicação e, assim, compatibilizar com a arquitetura.

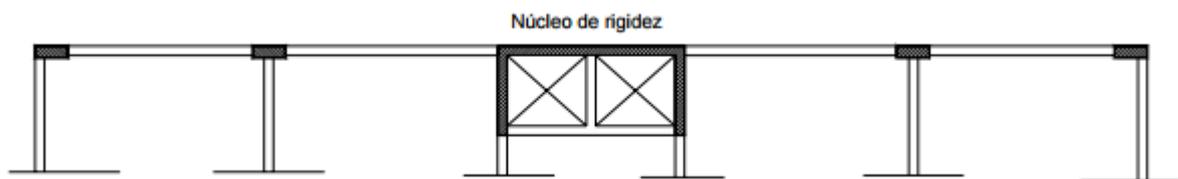
Os edifícios são projetados para receber não só as ações verticais, mas também, as ações horizontais. Estas devem ser absorvidas por elementos de elevada rigidez, como núcleos, pórticos e paredes estruturais. Essas estruturas formam o contraventamento da edificação (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

A estabilidade das estruturas de edifícios sob ações horizontais, geralmente é constituída pelo modelo estrutural formado por essas estruturas citadas anteriormente, ou ainda, pela associação desses elementos que, em conjunto com as lajes dos pavimentos, garantam esse comportamento. Segundo Alva (2007), para o enrijecimento lateral do edifício, o sistema pode apresentar um núcleo estrutural rígido, que é composto por pilares de elevada

inércia, que constitui as caixas de elevadores e escadas, ou ainda, pilares paredes arranjados em posições adequadas. As figuras 1 e 2 ilustram o emprego de núcleo rígido e pilares-parede, respectivamente.

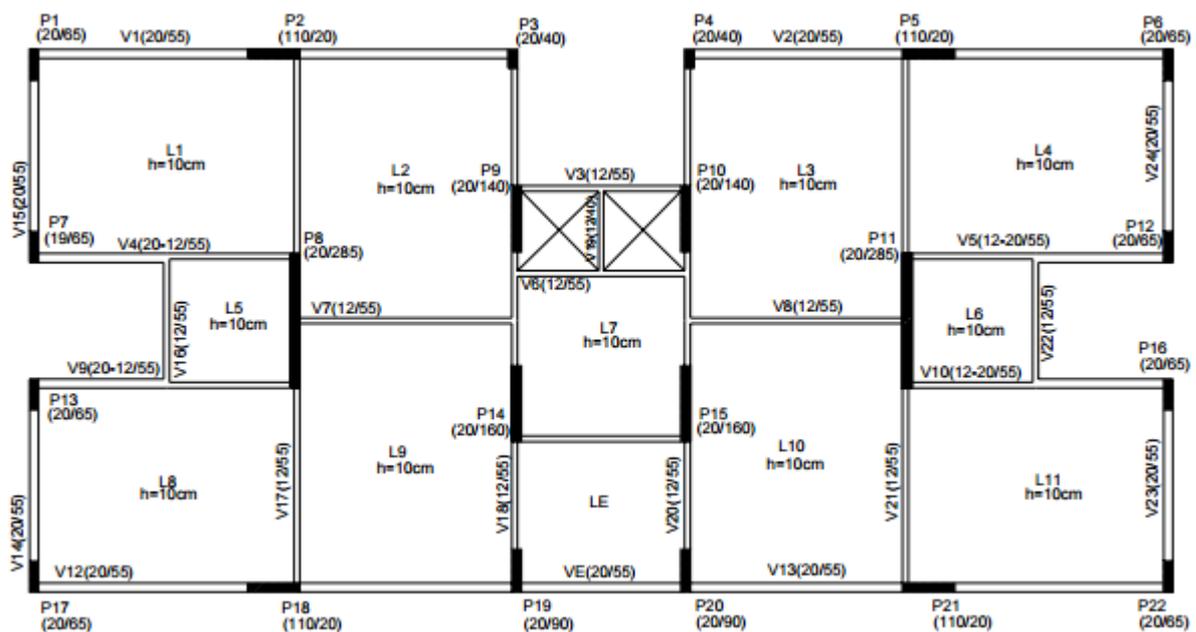
Como já descrito, os pilares-parede é um dos sistemas que competem as estruturas de contraventamento, que é responsável para resistir aos carregamentos horizontais. A escolha desse elemento, assim como a definição das suas características devem ser tratadas cuidadosamente. Portanto, será dado maior importância quanto a descrição desse elemento em seções posteriores deste trabalho.

Figura 1 - Emprego de núcleos de rigidez (pilares-parede associados) para o travamento lateral do edifício



Fonte: Alva, 2007

Figura 2 - Exemplo de planta de formas de edifício com sistema estrutural constituído por pórticos associados a pilares-parede



Fonte: Alva, 2007

2.2 ESTABILIDADE GLOBAL

A avaliação da estabilidade global dos edifícios tem a importância de proporcionar a segurança da estrutura diante do estado limite último de instabilidade. Nessa situação a

estrutura perde a sua capacidade resistente em virtude do aumento das deformações (MONCAYO, 2011).

Segundo Paixão e Alves (2016), na determinação da análise da estabilidade global, os esforços obtidos considerando a geometria inicial das peças, sem deformação, são denominados de efeitos de primeira ordem. E os carregamentos calculados a partir desses primeiros, são chamados de efeitos de segunda ordem.

Para a obtenção dos efeitos de segunda ordem são necessários alguns coeficientes que definem a instabilidade. Porém, antes de comentar sobre tais, é preciso entender sobre a análise não linear, pois segundo Ramalho e Pinto (2002) o concreto, que é o material constituinte dos elementos estruturais, não é elástico perfeito, isto é, possui um comportamento não linear.

Paixão e Alves (2016, p. 2) também afirma que “a consideração dos efeitos de segunda ordem conduz à não linearidade entre as ações e deformações”.

De acordo com Moncayo (2011) o comportamento não linear das estruturas ocorre, substancialmente, de três formas com o aumento progressivo de cargas, são esses: não linearidade física (NLF), não linearidade geométrica (NLG) e não linearidade de contato (NLC). Este último não é muito usual, já que, trata das condições de contorno (apoio, engaste) durante o processo de deformação da estrutura. Portanto, será tratado neste trabalho apenas das não linearidade física e geométrica.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) adota o parâmetro de instabilidade γ_z para a avaliar a sensibilidade da estrutura. Se o limite pré-estabelecido em norma for ultrapassado ($\gamma_z \geq 1,10$), a estrutura é considerada de nós móveis, e os efeitos de segunda ordem serão importantes no processamento da estrutura que serão calculados pelo processo P-delta. Assim, as não linearidades física e geométrica deverão ser obrigatoriamente consideradas. Se este parâmetro for inferior a isto, não é necessário processar a estrutura através de um cálculo rigoroso, isto é, a análise da estrutura é efetuada segunda a teoria de primeira ordem, dispensando, portanto, a consideração dos esforços globais de segunda ordem.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) ainda afirma que o parâmetro de instabilidade γ_z deverá permanecer no limite de $\gamma_z \leq 1,30$. Dessa forma, não é necessário modificar a concepção estrutural do edifício para o seu enrijecimento, como por exemplo, a alteração da inércia dos pilares, a mudança de posicionamento nas direções que apresentarem menor rigidez e/ou modificar o alinhamento dos pilares para a formação de pórticos, entre outras soluções.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) descreve que a não linearidade física e geométrica deve ser obrigatoriamente considerada nas estruturas de concreto armado se a mesma for

classificada de nós móveis. Essa norma considera a NLF de maneira aproximada, tomando valores específicos de rigidez para os elementos estruturais nas configurações do programa.

2.2.1 Análise não linear física

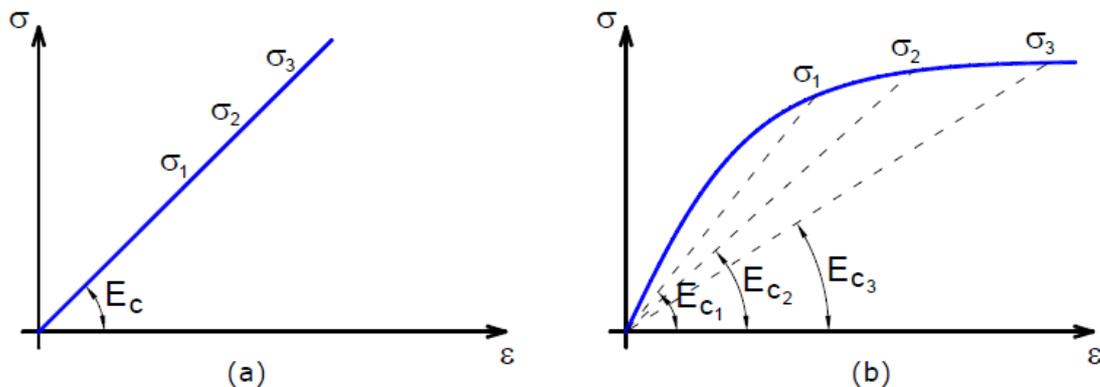
A NBR 6118 (ABNT, 2014) prescreve que “a não linearidade física, presente nas estruturas de concreto armado, deve ser obrigatoriamente considerada”. A NLF está associada ao comportamento do material utilizado na estrutura.

A NLF é causada pelo comportamento não linear dos materiais, neste caso é o concreto armado. Alguns efeitos como fissuração, fluência e escoamento da armadura conferem a ele (concreto armado) esse comportamento (PINTO, 1997 apud MONCAYO 2011).

Segundo Kimura (2007, p. 466), as propriedades do material envolvido na construção - concreto e aço - “se alteram à medida que o carregamento é aplicado à estrutura, gerando uma resposta não linear da mesma”. Conforme o diagrama da figura 3a que associa a tensão e a deformação de modo linear, e a figura 3b que ilustra um comportamento não linear do material que pode ser conferido ao módulo de elasticidade, pode-se perceber que a resposta do concreto para diferentes tensões não é a mesma, e o módulo de elasticidade não se mantém constante.

Outro fator preponderante relacionado ao concreto armado, segundo (Kimura 2007), é os efeitos de fissuração na análise de edifícios, que surgem à medida que o carregamento é aplicado à estrutura. Esses efeitos ocorrem devido a baixa resistência do concreto às tensões de tração.

Figura 3 - Diagrama tensão deformação do concreto: (a) linear; (b) não linear.



Fonte: Moncayo, 2011

O item 17.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), no tópico estado limite de deformação, afirma que:

Para a verificação dos valores limite [...] deve ser realizada através de modelos que considerem a rigidez efetiva das seções do elemento estrutural, ou seja, que levem em consideração a presença da armadura, a existência de fissuras no concreto ao longo dessa armadura [...].

Segundo Marin e Debs (2016, p. 3), “a consideração da não linearidade física pode ser feita de forma aproximada ou não aproximada”. Os tópicos seguintes tratarão esses conceitos.

2.2.1.1 Análise Aproximada

Segundo Kimura (2007, p. 468), “A não-linearidade física em uma estrutura pode ser simulada de forma aproximada pela correção direta da rigidez de seus elementos”. Com essa redução, a fissuração de uma viga, por exemplo, pode ser considerada.

Conforme Moncayo (2011), para uma análise global a rigidez é considerada com um valor único, porém com um coeficiente redutor. Esse coeficiente estima de forma aproximada os efeitos da não linearidade física.

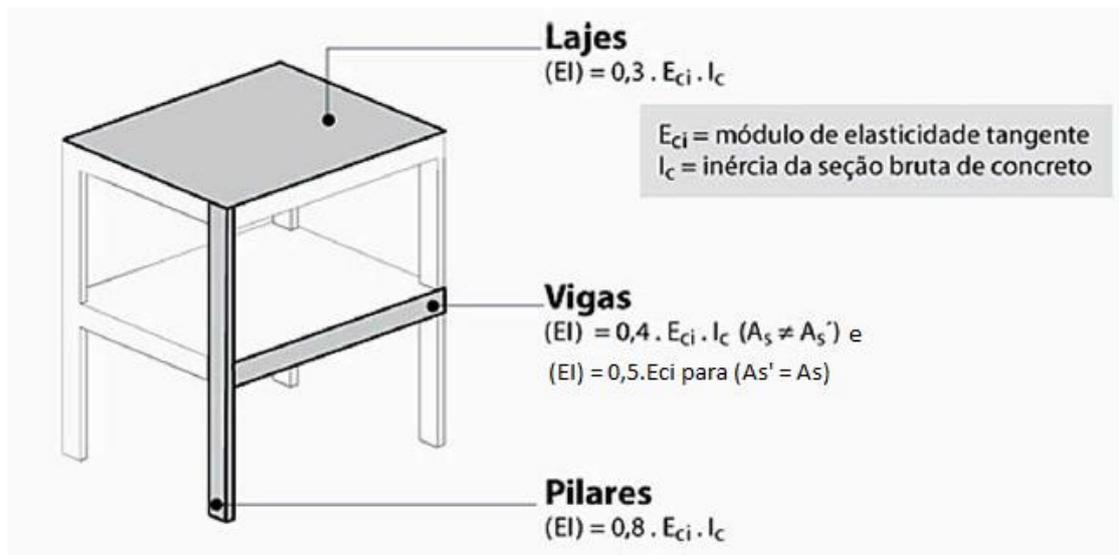
A NBR 6118 (ABNT, 2014), item 15.7.3, cita que para considerar a não linearidade física de maneira aproximada, é adotado valores específicos de rigidez dos elementos estruturais, como ilustra a figura 4.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), apud Kimura (2007, p. 469), afirma que:

É permitido a avaliação aproximada das flechas imediatas em vigas pela rigidez equivalente $(EI)_{Eq}$, de tal modo a considerar a não-linearidade física ocasionada predominantemente pela fissuração do concreto.

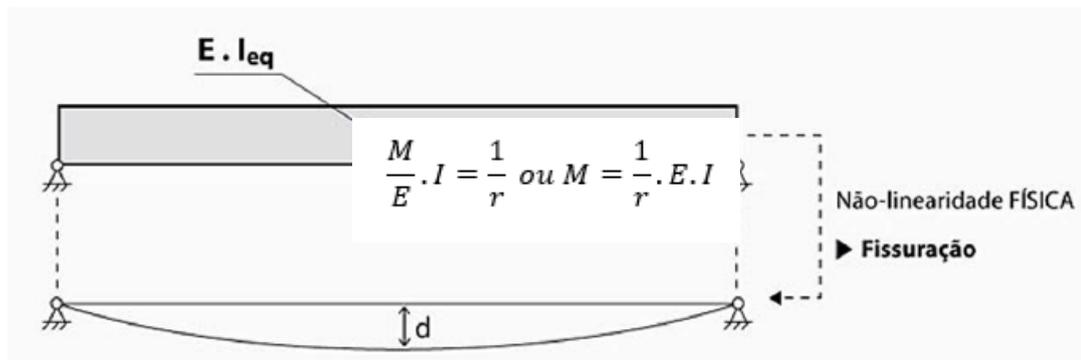
Ainda com base nas definições desse autor, é apresentado na figura 5 um esquema ilustrativo dessa afirmação.

Figura 4 - Correção da rigidez de modo aproximado dos elementos estruturais



Fonte: Kimura, 2007 (Adaptado).

Figura 5 - Flecha imediata em viga pela rigidez equivalente.



Fonte: Kimura, 2007.

2.2.1.1.1 Diagrama Momento-Curvatura

De acordo com Kimura (2007) é possível aprimorar a consideração da não linearidade física com o diagrama momento-curvatura $M \times 1/r$. A curvatura de uma seção pode ser relacionada com o momento fletor que atua na peça. Dessa forma, a NLF pode ser inserida nos cálculos de uma forma direta. Como segue:

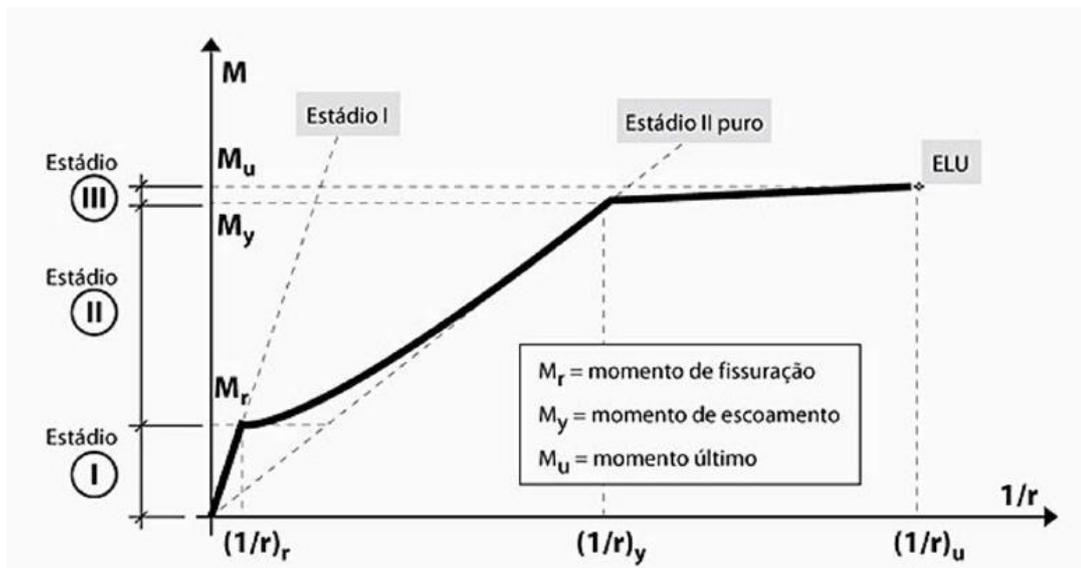
(2.1)

Conforme a equação apresentada, é possível dizer que o momento curvatura é definido pela rigidez do material. Kimura (2007, p. 494) já afirma em seu texto que “a relação entre o

momento fletor e a curvatura de uma seção é definida pela rigidez”. Lembrando que a rigidez é definida pelo produto do módulo de elasticidade (E) e inércia (I).

Ainda, segundo Kimura (2007, p. 495), o momento curvatura, como ilustrado na figura 6, “representa o comportamento idealizado de um trecho de concreto armado submetido à flexão”. Esse diagrama é bastante utilizado em análises não lineares de pavimentos no cálculo de flechas.

Figura 6 – Diagrama momento-curvatura



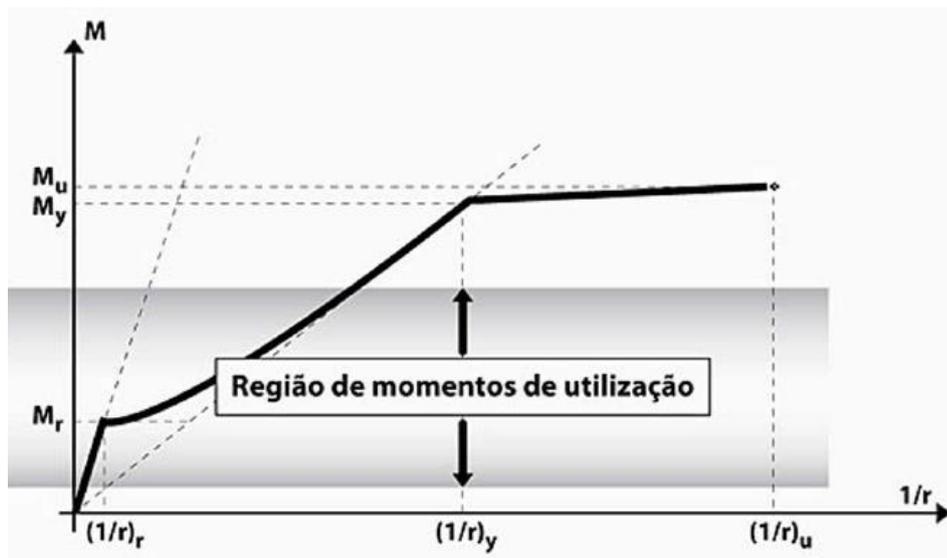
Fonte: Kimura, 2007.

Conforme Kimura (2007), com vista o diagrama momento-curvatura, pode-se apontar algumas observações. Assim,

1. No estágio I: O diagrama é linear com EI constante. Nesse estado o concreto não possui fissuras e ainda resiste à tração. Como pode-se perceber, é delimitado pelo momento de fissuração (M_r), que é o momento fletor que gera a primeira fissura do concreto. Esse estágio depende predominantemente da seção do concreto.
2. No estágio II: O diagrama é curvo com EI variável. Na transição a fissuração ocorre de maneira gradativa, isto é, a peça sai de um estado não fissurado para um estado de fissuração. É delimitado pelo momento fletor que provoca o escoamento da armadura tracionada.
3. No estágio III: A curvatura é aumentada em grandes proporções em relação aos pequenos acréscimos de momentos. É delimitado pelo momento fletor que atinge o estado limite último (Existem situações em que o momento último M_u é inferior ao momento de fissuração M_r , dependendo da configuração da armadura).

Ainda segundo Kimura (2007), O momento-curvatura é inexistente sem a definição antecipada da armadura, isso é válido para toda análise não linear baseada nesse tipo de diagrama. E de modo geral, as estruturas de concreto armado trabalham, em parte, no estágio I e II.

Figura 7 - Diagrama Momento-Curvatura



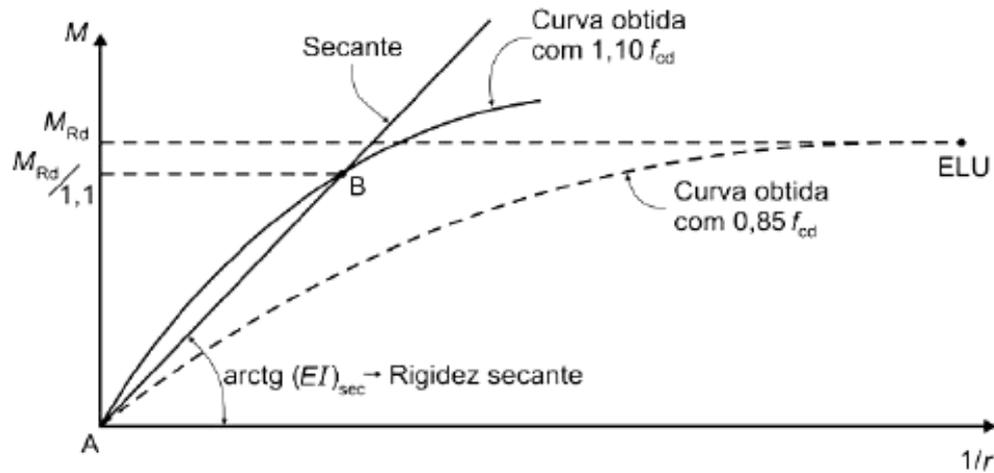
Fonte: França (2003) apud Kimura, 2007

2.2.1.2 Análise Não Aproximada

Segundo Marin e Debs (2016), a consideração da forma não aproximada da não linearidade física é realizada conforme o diagrama momento-normal-curvatura ($M \times N \times 1/r$). Para a representação desse diagrama será acrescentado uma força normal na seção da peça analisada.

O diagrama ($M \times N \times 1/r$) é importante para o entendimento no cálculo de pilares, pois segundo Kimura (2007, p. 508 e 509), “os mesmos estão submetidos à atuação conjunta de momentos fletores e força normal de compressão [...] pelo diagrama ($M \times N \times 1/r$) é possível a rigidez de elementos submetidos a flexão composta (ex.: pilares) de forma mais refinada”. A montagem desse diagrama só é possível com o auxílio de um computador, cabe ao projetista interpretá-los. Na figura 8 o diagrama pode ser observado para a análise da rigidez dos elementos.

Figura 8 - Relação momento-curvatura



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

2.2.2 Análise não linear geométrica

A não linearidade geométrica é causada pela mudança da geometria da estrutura, isto é, da mudança na posição da estrutura no espaço (PINTO; MONCAYO, 2011). A mudança de posição de uma estrutura é observada quando a mesma é deformada. Para exemplificar: uma barra vertical muda de posição quando é submetida a um esforço, como pode ser observado na figura 9.

Figura 9 - Barra vertical com mudança de posição na vertical.



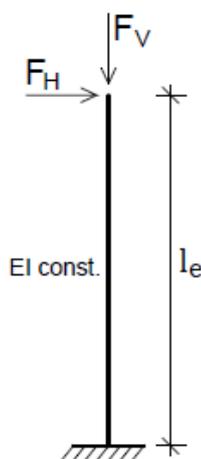
Fonte: Moncayo, 2011

Em projetos de edifícios de grande altura esses efeitos podem ser um problema, pois a estrutura é solicitada por uma ação conjunta de esforços verticais e horizontais. O acréscimo

de esforços não gerado pelos momentos que levam em consideração essa situação, podem conduzir a estrutura ao colapso. Portanto, o projetista deve ficar atento para essas condições (PINTO, 1997).

Conforme Pinto e Ramalho (2002, p. 183) os efeitos da NLG “são determinados através de uma análise na qual se considera a estrutura na sua configuração final de equilíbrio”. Uma barra submetida à esforços verticais e horizontais na sua posição original é ilustrado na figura 10 para melhor entender esses conceitos.

Figura 10 - Barra vertical submetida a ação vertical e horizontal.



Fonte: Moncayo, 2011

Para a barra se manter na posição original, isto é, na posição inicial, surgem reações na base (apoio) como o momento fletor, que pode ser denominado momento fletor de primeira ordem (M_1). Este nome é denominado em virtude da peça se encontrar na sua posição não indeformada (MONCAYO, 2011). A figura 11 ilustra essa descrição

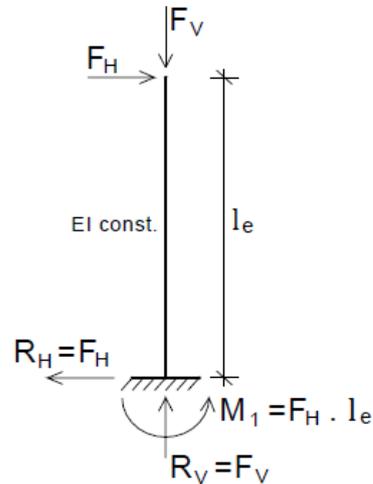
Se o equilíbrio for considerado na posição deformada será gerado um acréscimo de momento na base do elemento igual a $\Delta M = F_V \cdot u$. Dessa forma tem-se a atuação de um outro momento cuja denominação é: momento de segunda ordem, como pode ser visto na figura 12, tem-se um somatório de momentos, ou seja, $M_2 = M_1 + \Delta M$ (MONCAYO, 2011).

Ainda segundo Moncayo (2011) esse acréscimo de momento é um efeito de segunda ordem, pois o mesmo surgiu através da análise da estrutura em uma configuração deformada. Portanto, a análise da NLG só será considerada se esse esforço for levado em conta.

Pinto (1997) aponta que nas estruturas rígidas os efeitos da NLG podem ser desconsiderados, mas nas estruturas flexíveis os efeitos são significativos devendo, portanto,

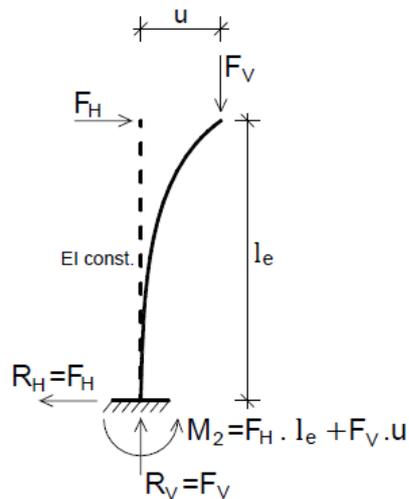
ser consideradas. Conforme a importância dos efeitos de análise em segunda ordem, as estruturas podem ser classificadas de nós fixo ou nós móveis.

Figura 11 - Reações na barra vertical indeformada



Fonte: Moncayo, 2011

Figura 12 - Reações na barra vertical deformada



Fonte: Moncayo, 2011

2.3 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Conforme o que já foi visto, é possível diferenciar a NLF e a NLG. Uma está relacionada ao material empregado e a outra está relacionada com a análise da geometria da peça em uma posição deformada. Essas considerações tornam o comportamento da estrutura não-linear, o que torna fundamental para a avaliação da estabilidade global de um edifício.

De acordo com alguns autores, para entender a avaliação da estabilidade global de estruturas, é necessário saber primeiro o que são os efeitos de segunda ordem. Portanto, este capítulo será dividido em dois tópicos. O primeiro tratará conceitos fundamentais para o entendimento desses efeitos e o segundo abordará as considerações para a avaliação da estabilidade global das estruturas, assim como, o cálculo dos parâmetros que também estimam os efeitos de segunda ordem.

Esses efeitos são obtidos a partir de uma análise dos efeitos de primeira ordem. Dessa forma, o equilíbrio da estrutura é considerado em uma configuração deformada. Um fator preponderante para a análise desses efeitos é a esbeltez da estrutura, pois quanto maior este índice, maior será a importância de sua consideração.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) os efeitos de segunda ordem (onde o equilíbrio é estudado na configuração deformada) são obtidos a partir da soma dos valores obtidos dos efeitos de primeira ordem (onde o equilíbrio é estudado na configuração geométrica inicial).

Ainda conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), item 15.2, os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados “sempre que não representarem acréscimo superior a 10 % nas reações e nas solicitações relevantes na estrutura”, ou seja, os efeitos de segunda ordem podem ser desconsiderados se não representarem acréscimo superior a 10% em relação aos efeitos de primeira ordem.

Conforme Beck e König (1966 apud Neto 2013), na avaliação da rigidez dos edifícios, as estruturas são consideradas de nós fixos quando os efeitos de segunda ordem são inferiores a 10% dos efeitos de primeira ordem. De acordo com esses pesquisadores “nestes 10% estão incluídas as incertezas das hipóteses de carregamento de vento”. Portanto, nesses casos, os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados (resta somente a verificação dos pilares isoladamente). Se os efeitos de segunda ordem excederem os 10%, a estrutura é considerada de nós móveis, cujo os efeitos não podem ser desprezados.

Segundo Moncayo (2011), as estruturas de nós fixos não são de fato fixas, isto é, são nós deslocáveis, porém possuem deslocamentos tão pequenos ao ponto de serem desprezados; e as estruturas de nós móveis são estruturas que se movimentam de modo significativo, em contrapartida, precisam ser considerados no cálculo dos esforços.

Como descrito por Pereira (2011, p. 47), os efeitos de segunda ordem podem ser de dois tipos: o efeito $P-\Delta$ e as imperfeições geométricas. “O efeito $P-\Delta$ é um fenômeno não-linear que resulta de esforços decorrentes dos deslocamentos horizontais da estrutura, quando esta é submetida às ações das cargas verticais (P -axial aplicada à compressão) e horizontais”.

As imperfeições geométricas ocorrem, no geral, devido ao desaprumo da estrutura gerado no processo construtivo.

2.3.1 Parâmetro de instabilidade (Alfa)

A estabilidade global das estruturas é avaliada mediante a determinação dos parâmetros de instabilidade. Alguns destes podem também estimar os efeitos de segunda ordem. “O objetivo único do parâmetro α é fornecer ao projetista uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem” (WORDELL, 2003, p.18). Porém, cabe ao projetista utilizar os meios convenientes para quantificar esses efeitos.

O parâmetro α foi baseado na teoria de Euler e definido por Beck e Konig em 1967. Esse parâmetro “é utilizado para avaliar a consideração ou não dos efeitos de segunda ordem através da rigidez horizontal da estrutura”. O parâmetro α já era conhecido nas equações de flambagem para barras (VASCONCELOS E FRANÇA, 1997 apud BUENO, 2009, p. 29).

Segundo Carmo (1995, p. 42), Beck e Konig se basearam “na análise de pórticos rotulados contraventados por parede atuante como viga vertical em balanço”. Esses pesquisadores expressaram essa grandeza de referência a partir da equação abaixo:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} \cdot I_c}} \quad (2.2)$$

Onde,

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

N_k : carga vertical da obra, ou seja, é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H), com seu valor característico;

$E_{cs} I_c$: somatório da rigidez de todos os pilares do edifício na direção considerada.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) afirma que o valor de I_c deve ser calculado levando em consideração a seção bruta dos pilares. Moncayo (2011, p.32) explica que o módulo de elasticidade $E_{cs}=0,85 \cdot E_{ci}$ pode ser substituído pelo valor de $E_{ci}=5600 \cdot \sqrt{fck}$, com fck em Mpa.

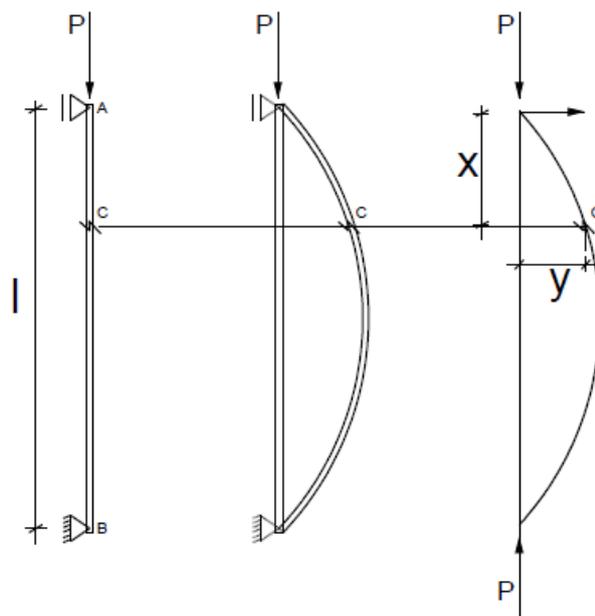
De acordo com Andrade Neto (2013, p.30),

A equação apresentada é originada a partir do estudo de uma barra fletida, articulada em suas extremidades e submetida a uma carga axial. Para certo valor crítico $P = P_{crit}$, a coluna alcança o chamado ponto de bifurcação de equilíbrio. Este ponto define um estado limite onde a barra pode tomar uma das seguintes formas: a forma

reta que caracteriza um equilíbrio instável ou, a forma fletida, com equilíbrio estável.

Conforme as considerações no estudo de flambagem de colunas, valores de um carregamento P , superior à carga crítica P_{crit} , estando a coluna na iminência de deformação, qualquer perturbação gerada na barra fará com que esta sofra flambagem e assumirá uma configuração deformada. A figura 13 representa esta situação.

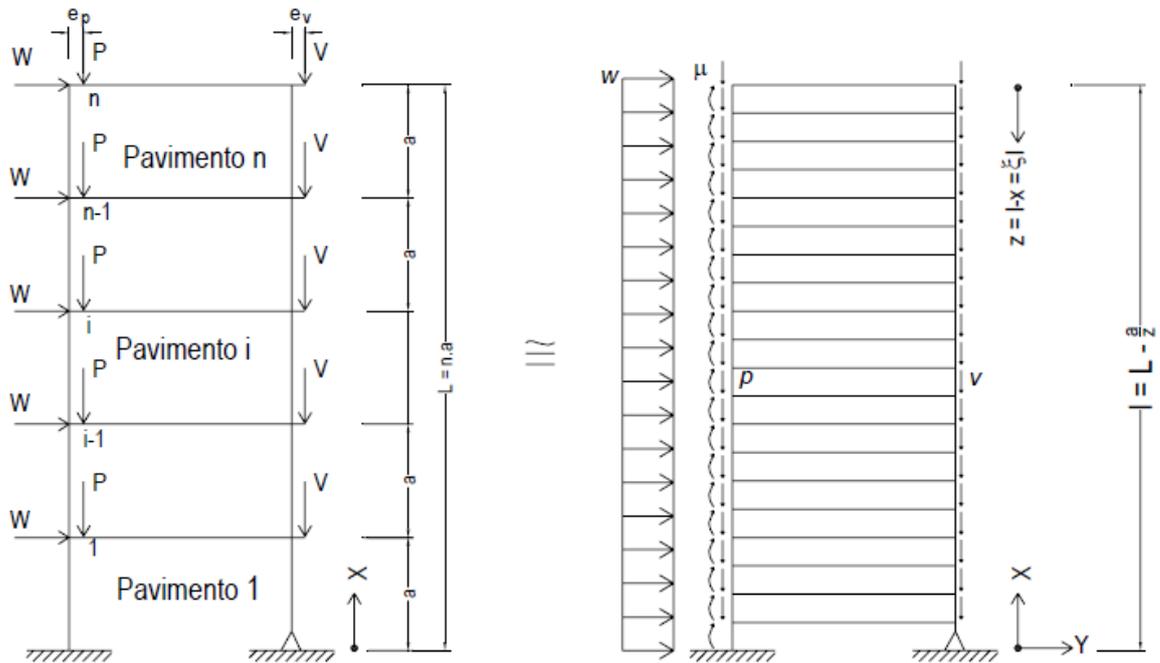
Figura 13 - Análise da coluna isolada (parâmetro α)



Fonte: Andrade Neto, 2013

Conforme Bueno (2009 apud Beck e Konig, 1967) a noção do coeficiente de instabilidade de barras (levando em consideração o comportamento elástico linear com comprimento definido e, submetida a cargas verticais distribuídas ao longo da altura) foi ampliada para um determinado tipo de estrutura. Esses autores (Beck e Konig) trataram um edifício de múltiplos pavimentos com o mesmo pé direito para todos os andares, e definido que a distância finita entre dois pavimentos consecutivos é denominada dx e a diferença de deslocamentos entre pavimentos é estabelecida dy . Com relação aos pilares da estrutura, foram consideradas ligações rígidas entre si, e também, uma estrutura rígida, como pilares-parede, responsável pelo contraventamento. Diante dessas considerações, por analogia, foi possível tratar um pilar único com uma rigidez equivalente ao de um edifício, isto é, quando o mesmo estiver sob o efeito de ações, com o mesmo carregamento do edifício, levaria às mesmas deformações, ou seja, às mesmas flechas horizontais. Assim, o estudo poderia representar as edificações usuais e transformar o discreto em contínuo, conforme ilustra a figura 14.

Figura 14 – Sistema descontínuo dado e sistema contínuo idealizado



Fonte: Beck e Konig apud Bueno, 2009

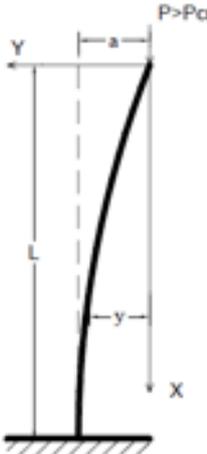
De acordo com Carmo (1995), o parâmetro alfa que é válido dentro do regime elástico, pressupõe o sistema de contraventamento da estrutura, e é justificado especialmente para estruturas pré-moldadas, de alvenaria portante, ou ainda, com estruturas com núcleos bastante rígidos. Andrade Neto (2013) afirma que para estruturas consideradas de nós rígidos, os efeitos de segunda ordem não podem ser desprezados, já que, os valores de α são geralmente elevados. Segundo Vasconcelos (1985 apud Andrade Neto 2013) o valor de α pode ser reduzido se a rigidez dos nós “monolíticos” for considerado na análise.

O valor da rigidez não se refere aos pilares isoladamente, existindo, portanto, dificuldades em avaliar corretamente o valor de EI , que na realidade, não corresponde pelo simples somatório deste produto para todos os pilares do sistema de contraventamento. Para a adoção aproximada do valor de EI , pode-se substituir pelo cálculo da carga de flambagem (CARMO, 1995). Como pode ser visto, a determinação correta da rigidez é a grande dificuldade para utilizar este parâmetro.

Para um melhor entendimento do que foi apontado, considerando uma coluna com comportamento elástico linear de comprimento “ L ” submetida a um carregamento vertical, a equação diferencial que determina a carga crítica é apresentada abaixo. Com o uso de um artifício adimensional $\xi = x/L$, desenvolvendo a equação diferencial, conforme é ilustrado, é possível encontrar α_{cr} , que através da carga crítica P_{cr} , pode ser chamado de coeficiente de

instabilidade, como ilustra a figura 15. Vale salientar ainda que, para tratar o problema da determinação correta da rigidez é viável a introdução de um coeficiente de segurança a flambagem global. Outra maneira também de tratar a imprecisão é através da rigidez equivalente. (BUENO, 2009).

Figura 15 - Barra submetida a compressão axial

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{P}{EI} y = 0 \quad \longrightarrow \quad \alpha_{cr}^2 = \frac{P_{cr} L^2}{EI}$$


Fonte: FUSCO, 1981 apud BUENO 2009 (adaptado)

Conforme Vasconcelos (1998 apud Andrade Neto, 2013), com o emprego das funções de Bessel na equação diferencial apresentada no trabalho de Beck e Konig (1966), adaptada a um modelo submetido a um carregamento ω , uniforme e distribuído, tem-se:

$$y(\xi) + \alpha \cdot [y'(\xi) \cdot \xi]' = \frac{\omega \cdot l^4}{EI} \quad (2.3)$$

A resolução desta equação empregando os métodos citados, a estrutura descontínua foi transformada em uma estrutura contínua, conforme os recursos de cálculo diferencial, o valor de α^2 é empregado:

$$\alpha^2 = (p + v) \cdot \frac{l^3}{EI} \quad (2.4)$$

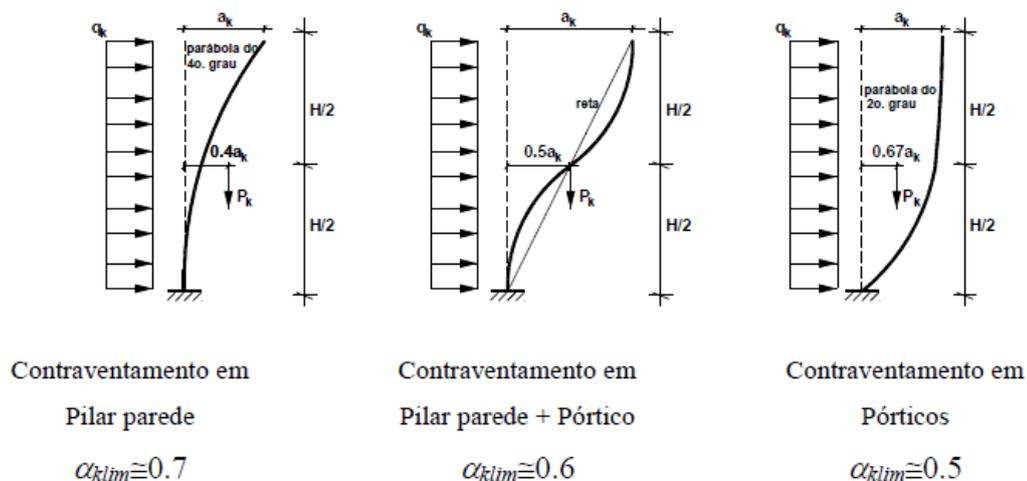
Dessa forma, os carregamentos são distribuídos na estrutura de contraventamento e contraventada ($p+v$). Com a adoção no limite de $n=4$ pavimentos para o valor crítico, tem-se o valor de $\alpha_{cr} = 2,8$. Para dispensar a análise de segunda ordem a recomendação é $\alpha < 0,6$.

Segundo Vasconcelos (1985 apud Bueno 2009, p. 35) é utilizando o conceito de forças de confinamento em relação a ações externas e o parâmetro α para concluir que a medida que cresce o número de pavimentos, “a hipótese de admitir a resultante das forças da estrutura toda aplicada apenas no pilar de contraventamento é mais exata”. No seu trabalho, edifícios com 1, 2 ou 3 pavimentos os valores de α em análise da estrutura discreta, eram bastantes divergentes para estruturas com mais de 20 pavimentos. Com base em suas conclusões Vasconcelos (1985) chegou em uma expressão em função do número “n” de pavimentos para os valores de α , conforme é descrito abaixo:

$$\alpha = 2,80 - 1,1e^{-0,22n} \quad (2.5)$$

Outros limites para α foram estipulados se baseando na forma da linha elástica do edifício, variando, portanto, de acordo com a estrutura de contraventamento conforme apresenta Franco (1985 apud Andrade Neto, 2013) no esquema abaixo:

Figura 16 - Valores de α_{klim} de acordo com o contraventamento utilizado



Fonte: Neto, 2013

Moncayo (2011) prescreve que a estrutura pode ser considerada de nós fixos ou de nós móveis. Para isso, precisa-se comparar o parâmetro α com um valor calculado α_1 . As estruturas são de nós fixos, se $\alpha < \alpha_1$, e de nós móveis, se $\alpha \geq \alpha_1$.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), estabelece para uma estrutura reticulada simétrica, conforme a expressão:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0,2 + 0,1 \cdot n & \text{se: } n \leq 3 \\ \alpha_1 &= 0,6 & \text{se: } n \geq 4 \end{aligned}$$

(2.6)

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

Andrade Neto (2013, p.35) afirma que “a desvantagem do parâmetro α é que, para estruturas de nós móveis, o projetista não tem nenhuma informação sobre a magnitude dos esforços de segunda ordem”. Para essa situação uma análise de segunda ordem é obrigatória.

Segundo Moncayo (2011), na prática, o coeficiente α é menos utilizado que o coeficiente γ_z , salvo que, com o parâmetro α não é possível estimar os esforços de segunda ordem para obtenção dos esforços globais finais, já com o parâmetro γ_z , é possível avaliar a estabilidade global e também estimar os esforços de segunda ordem.

2.3.2 Parâmetro de instabilidade (gama z)

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) o coeficiente γ_z é determinado para a avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais sendo válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Esse parâmetro pode ser empregado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem.

Para cada caso de carregamento é adotado um valor de rigidez de modo aproximado, tomando como base as considerações da não linearidade física dos materiais conforme explica a figura 4, do item 2.1.1.1, deste trabalho.

Segundo Carmo (1995) o parâmetro γ_z surgiu através do empenho de pesquisadores na busca de um método mais simples de detectar se a estrutura é de nós fixos ou de nós móveis. O método desenvolvido também estima, de modo aproximado, os efeitos de segunda ordem quando relevantes. Com o objetivo de simplificar o processo de obtenção dos esforços e também detectar a sensibilidade da estrutura quanto aos esforços laterais, Franco e Vasconcelos (1991) apresentam o parâmetro γ_z como um majorador dos esforços globais de primeira ordem com o intuito de obter os esforços finais (esforços de primeira e segunda ordem).

Conforme Moncayo (2011) o limite estabelecido por Franco e Vasconcelos (1991) para o valor do parâmetro γ_z é na ordem de 1,20. Carmo (1995), em seu trabalho, concluiu que esse limite pode ser estendido até o valor de 1,30.

Através da comparação dos valores obtidos do parâmetro γ_z com um processo de alterações incrementais na matriz de rigidez da estrutura por meio de um processo simplificado que considera a não linearidade geométrica, Pinto (1997) chegou à conclusão que os valores de γ_z superiores a 1,20 se apresentam contra a segurança, portanto, devem ser evitados.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 15.7.2 que trata sobre análise não linear com segunda ordem, afirma que:

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 $\gamma_z \leq 1,3$.

De acordo com essa afirmação, pode-se considerar que o limite do coeficiente γ_z é 1,30. Moncayo (2011) interpreta esta consideração afirmando que valores acima de 1,30 a estrutura apresenta um grau de instabilidade elevado, ou seja, é uma situação impraticável, eliminando, portanto, quaisquer hipóteses de aplicação. Valores negativos e inferiores a 1,0 também são incoerentes e representam uma estrutura totalmente instável.

Conforme Andrade Neto (2013), para o cálculo do coeficiente, alguns procedimentos devem ser tomados. Primeiro é necessário considerar carregamentos verticais e horizontais em uma análise de primeira ordem. A não linearidade física, de forma aproximada, deve ser considerada com a redução da rigidez da estrutura seguindo os critérios estabelecido no item 15.7.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014). $\Delta M_d = R_d \cdot e_d$ 10, os acréscimos dos momentos são calculados através da relação:

(2.7)

Onde,

ΔM_d = acréscimo dos momentos;

R_d = Valor de projeto da resultante de todas as cargas verticais;

e_d = deslocamento de primeira ordem do ponto de aplicação R_d .

Com os resultados de uma análise linear de primeira ordem, a NBR 6118 (ABNT, 2014) no item 15.5.3, define o parâmetro γ_z para a combinação de carregamento, com a dada expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

(2.8)

Onde,

$M_{tot,d}$ = 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 estrutura é considerada de nós fixos se $\gamma_z \leq 1,10$, e de nós móveis se $1,10 \leq \gamma_z \leq 1,30$. Vale lembrar que o valor de γ_z representa o próprio efeito de segunda ordem. A demonstração da formulação desse parâmetro pode ser apresentada de maneira simples e prévia, como será mostrado adiante.

Segundo Bueno (2009), o processo de avaliação do γ_z considera que em uma estrutura considerada de nós deslocados, submetido à ação de carregamento vertical, geram uma configuração característica da linha elástica que obedece uma progressão geométrica (P.G). Partindo de uma análise linear, levando em consideração as ações horizontais, a primeira configuração da linha elástica é formada com o cálculo de um momento de primeira ordem (M_1) tomando a base da edificação como referência, e também os deslocamentos horizontais dos nós da estrutura.

Carmo (1995) afirma que a combinação dos carregamentos verticais e a presença dos deslocamentos gerados na primeira situação, provocará o aparecimento de acréscimos de momento (ΔM_2), que por sua vez, geram novos deslocamentos cuja combinação se dá através do carregamento anterior. Várias etapas sucessivas são consideradas, gerando, portanto, acréscimos sucessivos de momento. Essas interações se repetem até os momentos se tornarem praticamente nulos devido $M = M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \dots + \Delta M_i$ or estável. Assim, pode-se obter o momento final (M), que inclui os de segunda ordem, conforme apresenta a equação abaixo:

$$(2.9)$$

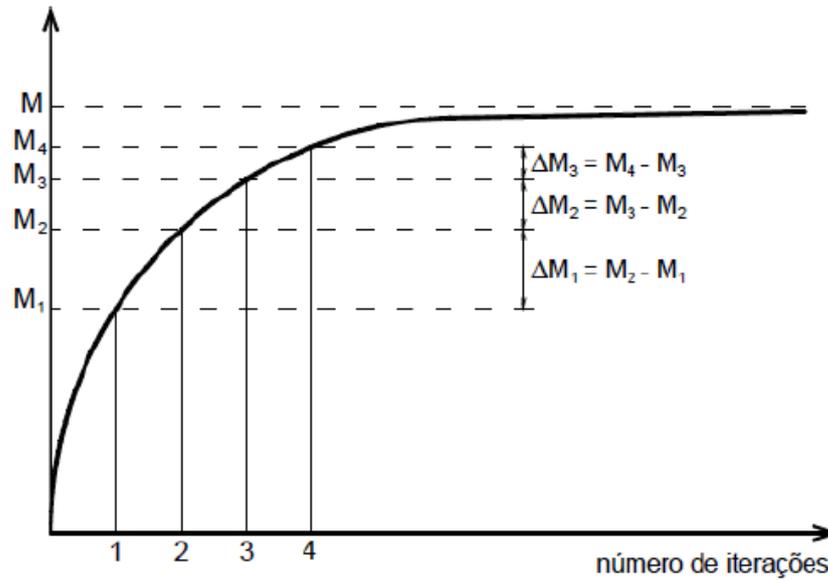
Onde j é o número de interações considerada para o equilíbrio final.

O momento final (M), portanto, é a soma dos efeitos de primeira e segunda ordem, ou seja, é soma de cada interação provocada pelos efeitos somado com o momento de primeira ordem (M_1). De acordo com o gráfico da figura 17 pode-se observar a relação do número de interações e os momentos gerado na estrutura. Neste é perceptível a tendência da curvatura se aproximar de uma reta concorrendo ao valor de (M).

De acordo com as sugestões do CEB-FIP Manual of Buckling and Instability (1978 apud Bueno, 2009), as parcelas do momento final (M), gerado através dos acréscimos sucessivos de momento, formam uma P.G decrescente cuja razão é denominada através da expressão:

(2.10)

Figura 17 - Determinação do momento final (M)



Fonte: Andrade Neto (2013) $M = (1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^j)M_1$

Com $\Delta M_j = r \cdot \Delta M_{(j-1)}$, e a equação (2.9) escreve-se:

$$M = \frac{1}{1-r} M_1 \quad (2.11)$$

Com j tendendo ao infinito, tem-se:

$$M = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} M_1 \quad (2.12)$$

Para valores de cálculo é representac

(2.13)

Onde,

ΔM_d = acréscimo de momento da primeira análise de segunda ordem;

ΔM_{1d} = momento estabelecido $r = \frac{\Delta M_1}{M_1} = \frac{\Delta M_2}{\Delta M_1} = \dots = \frac{\Delta M_j}{\Delta M_{(j-i)}}$

M_1 = Momento de primeira o

M = Momento final;

A majoração do momento de prir da razão M/M_1 é o coeficiente γ_z .
Assim:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1,d}}} \quad (2.14)$$

Para o caso de edifícios, onde os carregamentos verticais são aplicados em pontos diferentes da estrutura, essa formula da conforme apresenta a NBR 6118:2014. Segue:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2.15)$$

A NBR 8681 (ABNT, 2003) – Ações e Segurança nas estruturas – confere a aplicação do coeficiente γ_f se o esforço atuante for feito dentro do regime elástico linear, portanto, é levado em conta no cálculo do γ_z . Cor na formulação do γ_z as cargas devem ser multiplicadas pela razão γ_f/γ_{fE} assim:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\frac{P_d \cdot \alpha_d}{\gamma_{f3} \cdot \gamma_{fd}} \cdot \frac{1}{\gamma_{f3}}}{M_{1,d}}} \quad (2.16)$$

Portanto,

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1,d}} \cdot \frac{1}{1,1}} \quad (2.17)$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014), item 15.3.1 deixa claro que a consideração da formulação de segurança “pode ser considerada”, portanto, não é obrigatório. Segundo Moncayo (2011) com o uso dessa formulação obtém-se uma menor ação.

2.4 EFEITO P-DELTA

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), as estruturas podem ser consideradas de nós fixos ou nós móveis quanto à análise dos efeitos de segunda ordem. Para a análise das estruturas de nós móveis esses efeitos devem ser considerados, assim como, as não linearidades físicas e geométricas. Conforme Bueno (2009) são vários os procedimentos para

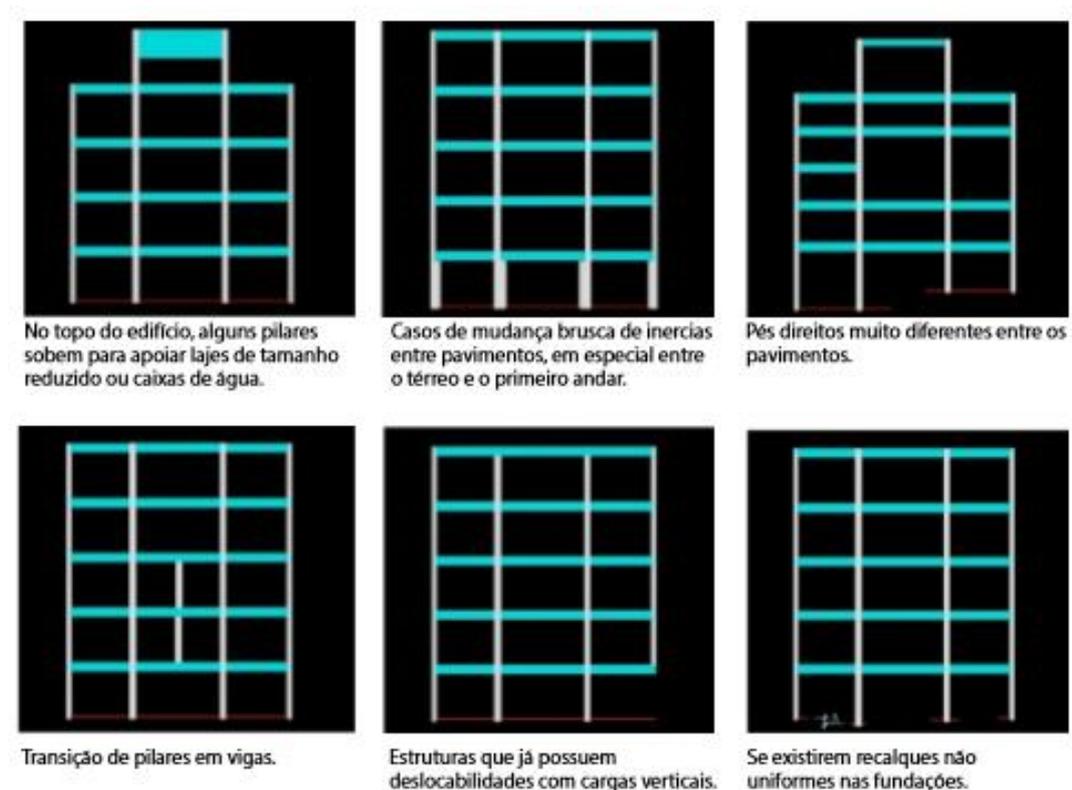
o dimensionamento e análise das estruturas consideradas de nós deslocados, variando desde os mais simples aos mais rigorosos.

De acordo com Carmo (1995) os métodos mais utilizados para a solução de estruturas, são: método rigoroso ou exato, método P-delta e método simplista. Segundo Bueno (2009) o método P- Δ é denominado como clássico e também traz resultados satisfatórios para a avaliação da estabilidade global.

Andrade Neto (2013) também expõe que esse processo oferece resultado satisfatórios e que ele transforma o efeito dos deslocamentos em ações equivalentes na horizontal.

Vale lembrar que o processo de cálculo P- Δ não é um parâmetro estimador dos efeitos de segunda ordem como γ_z , visto que, este coeficiente tem uso limitado de acordo com algumas situações, como ilustra a figura 18, que denotam pouca confiança com resultados pouco efetivos. Nessas situações o uso de métodos iterativos se torna mais conveniente.

Figura 18 - Algumas situações onde não é recomendável aplicar o coeficiente γ_z .



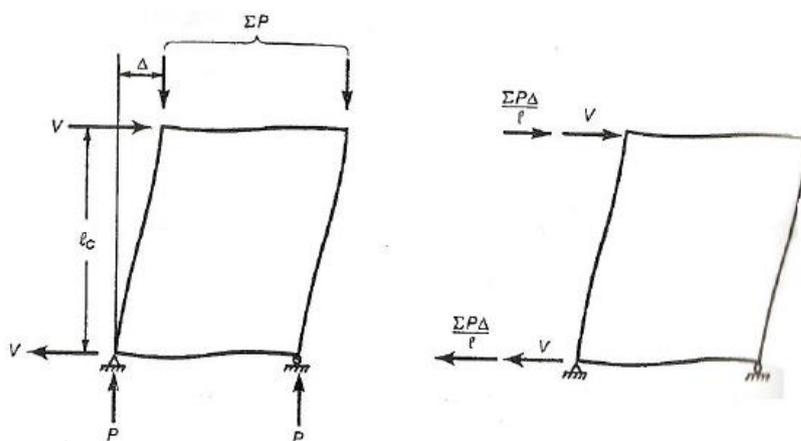
Fonte: Iglesia, 2015

Moncayo (2011, p.51) afirma que os efeitos de primeira e segunda ordem podem ser obtidos por meio desse processo e que o mesmo é “um processo de análise não linear geométrica”. Porém, uma análise da consideração dos efeitos de segunda ordem deve ser realizada previamente de acordo com os procedimentos já apresentados.

Bueno (2009) explica que parâmetros de instabilidade com valores elevados, para a consideração dos efeitos de segunda ordem, não são desejáveis em virtude do surgimento de problemas associados à flexibilidade, como por exemplo, vibrações e deformações exageradas. Portanto, a análise desses parâmetros deve ser realizada no projeto inicial da estrutura, assim, maiores problemas são evitados.

Através da combinação de cargas verticais e horizontais a estrutura sofre deslocamentos na direção horizontal, em cada pavimento, de valor algébrico (Δ). Esses deslocamentos serão transformados em cargas fictícias para as considerações em uma nova análise (Bueno, 2009). Carmo (1995) explica que o efeito de segunda ordem é substituído por um efeito de primeira ordem equivalente. Dessa forma, os momentos provocados no topo e na base dos pilares devem se equilibrar, conforme pode ser verificado na figura 19.

Figura 19 - Estrutura deformada com carregamento original e com cargas fictícias.



Fonte: MACGREGOR E WIGHT, 2005 apud Bueno 2009

De acordo com o método da carga lateral fictícia, através de processos iterativos, pode-se chegar numa posição de equilíbrio. Novas forças fictícias são obtidas através de retomados ciclos de interações até atingir uma nova posição de equilíbrio (MONCAYO, 2011). Como nosso estudo será envolto dos pilares-parede de um edifício esbelto, será feito as considerações necessárias nos próximos capítulos deste trabalho.

2.5 FUNDAMENTOS DE SEGURANÇA

Além de atender os aspectos relacionados a estética e a economia no projeto de estruturas de um edifício, alguns requisitos de qualidade devem ser atendidos no quesito de: durabilidade, desempenho em serviço e segurança.

Conforme Araújo (2010), para a consideração desses requisitos é notório a importância da conceituação dos estados limites.

Estados limites últimos: também denominados estados limites de ruínas, estão associados ao colapso da estrutura que provoque a interrupção da utilização do uso da estrutura. O requisito segurança está relacionado com esta definição.

Estados limites de serviço: também denominados estados limites de utilização, estão associados ao estado na qual o uso da estrutura é prejudicado com fissurações e deformações excessivas, comprometendo, portanto, a sua durabilidade. O requisito estética e conforto está relacionada com esta definição.

2.6 FATORES QUE INFLUENCIAM A ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS

Este tópico foi criado com o objetivo de apresentar superficialmente algumas ações que afetam diretamente a estabilidade global das estruturas. Assim, ao realizar a avaliação desse modelo, tem-se noções gerais do que pode afetar quanto a determinação dos parâmetros de estabilidade.

2.6.1 Ações

Wondell (2003) afirma que algumas ações devem ser consideradas, visto que, os parâmetros de estabilidade podem ser afetados devido ao efeito de algumas ações. Portanto, na análise estrutural dos edifícios, todo e qualquer efeito que possa ser significativo pode influenciar na segurança da estrutura e devem ser considerados. A NBR 6118 (ABNT, 2014) expõe que essas ações devem estabelecer os estados limites últimos e de serviços.

De acordo com a intensidade das ações atuantes da estrutura, a estabilidade global das mesmas pode ser afetada. De acordo com Bueno (2009) o carregamento horizontal não afeta rigorosamente a instabilidade, deixando à cargo da magnitude do carregamento vertical. Os efeitos de segunda ordem só serão significativos quando a combinação das ações verticais e do vento provocarem deslocamentos laterais expressivos. Kimura (2007) afirma que quanto maior for o carregamento vertical maiores serão os parâmetros de instabilidade α e γ_z .

A NBR 8681 (ABNT, 2004) define as ações como,

Estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

Em virtude da variabilidade das ações no transcorrer do tempo as ações são classificadas de acordo com a NBR 8681 em permanentes, variáveis e excepcionais.

Ações permanentes: são ações constantes, ou de variabilidade pequena, que ocorre durante toda a vida útil da construção. Essas ações ainda podem ser classificadas em ações permanentes diretas (peso próprio, revestimento, alvenaria, etc) e ações permanentes indiretas (fluência, retração e imperfeições geométricas).

Ações variáveis: são cargas acidentais das construções e seus efeitos (vento, temperatura, pressão hidrostática, etc). De acordo com a sua probabilidade de ocorrência, ainda podem ser divididas em variáveis normais (grande probabilidade de ocorrência) e especiais (ações sísmicas, etc).

Ações excepcionais: são ações de natureza excepcional, como por exemplo, explosões, incêndios, enchentes, etc.

As ações de natureza mecânica podem ser dinâmicas ou estáticas, e está relacionada diretamente à estrutura. Com relação ao material empregado, podem ser de natureza biológica ou química. Para o caso da consideração dessas ações sobre o contraventamento dos edifícios, é levado em conta as ações horizontais, como por exemplo, sismos e vento (CARNEIRO; MARTINS, 2008). A ação do vento receberá maior ênfase no próximo seção deste trabalho devido a sua importância.

De acordo com Pereira (2011), os efeitos das ações horizontais na estrutura são destacados na análise de edifícios de grande altura. As ações indiretas também ganham relevância nas suas considerações. Dentre algumas dessas ações, cita-se:

- a) Faseamento construtivo;
- b) Fluência e retração;
- c) Imperfeições Geométricas e;
- d) Interação solo estrutura (assentamento do terreno).

2.6.1.1 Ações horizontais

Segundo Carmo (1995) a ação do vento e as imperfeições geométricas são os principais fatores que provocam o surgimento das ações horizontais. A ação do vento é descrita na NBR 6123 (ABNT, 2013). A ação provocada pelo vento será descrita com maiores detalhes na sequência devido a sua importância na análise da estabilidade das estruturas.

Quanto mais esbelto for o edifício, maior será os efeitos dinâmicos das ações horizontais nessas estruturas. Os sistemas que devem resistir a esses efeitos devem ser dimensionados conforme os critérios de rigidez de forma a impedir possíveis deformações (PEREIRA, 2011).

O desaprumo, também chamada de forma generalizada como imperfeições de construção, provoca excentricidades na estrutura que podem levar ao seu tombamento devido a formação de momentos adicionais.

De acordo com Carmo (1995) existe duas formas de considerar essas imperfeições geométricas nas estruturas. A primeira é a simulação de cargas atuantes na horizontal no topo de cada pavimento do edifício (i) de modo a provocar um somatório de momentos na base do edifício, assim a estrutura poderá ser considerada com esses efeitos em uma posição deformada. A outra forma é modelar $FH_i = (F_i) \tan \beta$ rando as imperfeições. Para efeito de cálculo, considera-se um desvio de prumo ua oruem ue $\beta = 1/200$ radianos. A equação abaixo demonstra:

$$(2.18)$$

Onde,

(F_i) é a carga vertical até o pavimento (i).

2.6.1.2 Ações verticais

As ações gravitacionais ou verticais são basicamente os carregamentos permanentes e acidentais. De acordo com Rocha (1999) as cargas verticais são transmitidas a um plano horizontal, de origem monolítica, denominado laje. Os carregamentos são conduzidos posteriormente às vigas, que são dispostas em direções perpendiculares, que vão e servir de apoio às lajes, e por sua vez, é transmitido aos pilares e caixa de elevadores e escadas. Para transmitir as cargas ao solo, executa-se estruturas, cuja denominação é fundação.

Nas construções verticais, principalmente as de grande altura, é bastante comum o surgimento de deslocamentos horizontais ocasionado pelos carregamentos verticais. Neste caso a estrutura deve ser dimensionada levando em consideração a análise da NLG (WONDELL, 2003).

Alguns sistemas estruturais podem ser apresentados para a sustentação dos carregamentos verticais. Pereira (2011) cita alguns:

- a) Os sistemas em pórticos planos ou tridimensionais;
- b) Os sistemas em pórticos treliçados;
- c) Painéis tipo parede (toda a estrutura em paredes resistentes) e pórtico-parede;
- d) Os sistemas com núcleos rígidos em betão armado ou em aço e os pilares isolados;
- e) Os sistemas tubulares.

De acordo com Pereira (2011) os pilares-parede e núcleos de rigidez são capazes de resistir a qualquer tipo de carregamento atuante no edifício (verticais e horizontais). Essas estruturas possuem a função de aumentar a rigidez global. Além disso, os núcleos também podem abrigar escadas e caixas de elevadores, sendo esta a sua função arquitetônica.

2.6.1.3 Ações devido às imperfeições geométricas

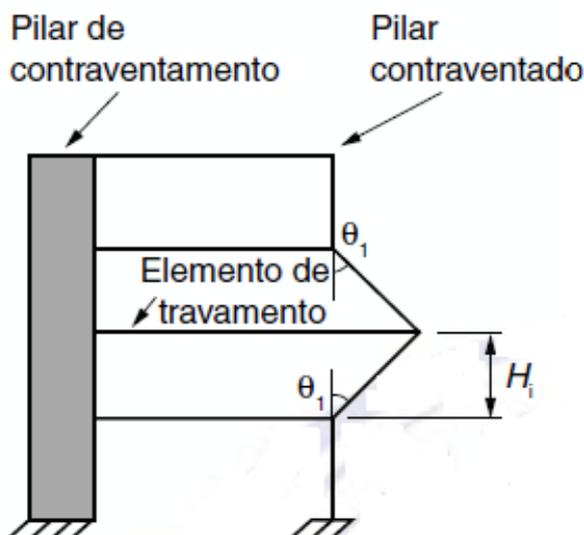
Durante o processo construtivo ocorrem falhas devido ao prumo da estrutura. Essas falhas podem ser chamadas de: imperfeições geométricas. As edificações em concreto armado são mais susceptíveis a esse erro tipo de erro.

Na maioria dos casos o coeficiente de ponderação pode corrigir o desaprumo da estrutura, porém as imperfeições dos eixos das peças não podem ser corrigidas por esse coeficiente. Esse problema deve ser considerado na avaliação da estabilidade global da estrutura devido a sua importância nessa apreciação (LOPES, 2003).

A NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 11.3.3.4, divide as imperfeições geométricas em dois grupos: imperfeições globais e locais. De acordo com essa norma, na verificação do ELU das estruturas reticuladas, as “imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada” devem ser, obrigatoriamente, consideradas quando “a ação do vento for inferior a 30% da ação do desaprumo”. Nesta situação, considera-se somente os efeitos provocados pelo desaprumo da estrutura, caso contrário, considera-se apenas a ação do vento sobre a edificação. As imperfeições dos elementos verticais devem ser consideradas em uma análise global das estruturas, seja elas contraventadas ou não.

Aqui poderá ser feito apenas uma análise das imperfeições locais devido a tração provocada em virtude do elemento que liga a estrutura de contraventamento (pilares-parede) e contraventada (pilar desaprumado). A figura 20 ilustra:

Figura 20 - Elementos de travamento (tracionado ou comprimido)



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

2.6.2 Interação solo estrutura

É bastante usual projetistas analisarem a superestrutura separada da infraestrutura, considerando uma ligação rígida no solo, como se estivesse engastada a um corpo rígido indeformável. Na verdade, o solo é um material deformável, o que torna importante a consideração da interação solo estrutura (MONCAYO, 2011). Alguns estudos representam o solo como um conjunto de molas que respondem linearmente aos esforços, representando a interação de maneira aproximada.

A deformabilidade da fundação pode afetar a estabilidade global com o aumento dos deslocamentos na direção horizontal, elevando os esforços de segunda ordem causado pela interação solo-estrutura. Moncayo (2011) comprova essa afirmação através de um exemplo, demonstrado com uma barra, levando em consideração a deformabilidade do solo de forma aproximada com o uso de molas nos apoios e como esta (deformabilidade do solo) influencia na estabilidade global da estrutura.

Nas condições de carregamento expressivo nas edificações, a previsão da interação solo estrutura deve ser analisada de maneira minuciosa. O solo, por ser um material deformável, têm ação direta no equilíbrio da estrutura. Recalques diferenciais excessivos e até mesmo a ruptura do solo podem ser geradas, ocasionando fissuras, por exemplo, e outros problemas estruturais (SILVA, 2014). Vale lembrar que esta análise não será considerada no presente trabalho.

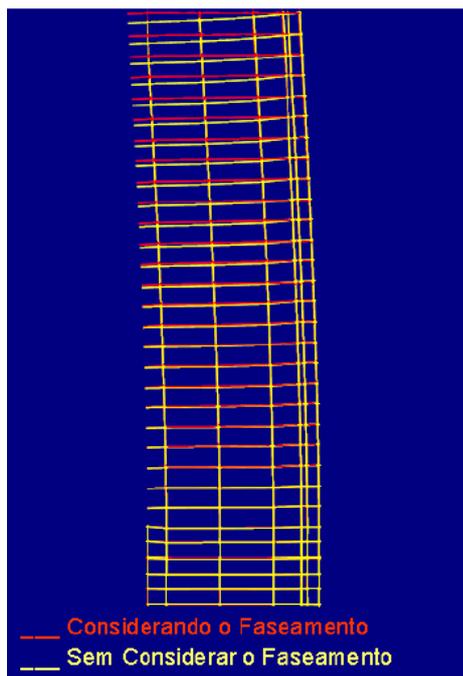
2.6.3 Faseamento construtivo

O faseamento construtivo consiste na execução de vários pisos entre pavimentos sem admitir a execução simultânea dos elementos estruturais. O peso próprio da estrutura é acrescentado de maneira gradual à medida que a construção é vai sendo realizada. Esse aspecto é de grande interesse na execução de edifícios em grande altura, salvo que, não a compatibilidade do projeto com o comportamento real da estrutura pode gerar resultados insatisfatórios (PEREIRA, 2001). A figura 21 ilustra uma estrutura de múltiplos pavimentos deformada com/sem faseamento construtivo.

Na concretagem de um piso de um edifício de múltiplos pavimentos, no processo de assentamento da estrutura, verifica-se deformações diferenciais entre as estruturas de contraventamento e contraventadas. Porém, a cada nova concretagem de um próximo piso, o assentamento vertical é corrigido, logo, a próxima laje estará nivelada para receber o concreto (PEREIRA, 2001).

Através dos estudos de Reis (2014), em um de seus apontamentos, destaca que não se pode desprezar o deslocamento diferencial que ocorre entre os pilares da estrutura no faseamento construtivo, pois esforços podem ser alterados nos demais elementos do piso. Nos edifícios altos, as deformações axiais dos elementos verticais merecem a maior atenção na consideração dos efeitos provocados pelo faseamento construtivo. Esta análise também não será considerada no trabalho.

Figura 21 - Estrutura de múltiplos pavimentos deformada com/sem faseamento construtivo



Fonte: Pereira, 2001

2.6.4 Efeito da fluência e retração do concreto

Segundo Pereira (2001) as deformações (deslocamento horizontais e verticais) advindas das estruturas de concreto armado podem ser ocasionadas por algumas variáveis.

Destaca-se:

- a) Módulo de elasticidade do concreto armado;
- b) Fluência e;
- c) Retração.

No projeto de estruturas de concreto armado o conhecimento da resistência e propriedades do concreto é de grande interesse. No emprego desse material, qualquer tensão aplicada é gerada uma deformação, e para qualquer deformação é gerado novos esforços de tração. Quando o concreto é submetido a carregamentos permanentes, como o peso próprio por exemplo, é gerado deformações graduais que crescem com o passar do tempo, sob tensão constante. Esse fenômeno é denominado como fluência, e as tensões geradas pela perda de umidade do concreto são chamadas de retração (NEVILLE, 1997).

A deformação lenta (ou fluência) é definida por Mönning e Leonhardt (1977) como o aumento de deformação com o passar do tempo sob a ação de tensões ou carregamentos

permanentes e é parcialmente reversível. O processo de descarregamento é conhecido na bibliografia como relaxação, que significa o alívio de tensões aplicadas inicialmente.

Na obtenção dos efeitos de segunda ordem na análise estrutural as peças submetidas à esforços de compressão por ação de longa duração a fluência do concreto armado deve ser empregada (FUSCO, 1981). Essa afirmação é aplicada a pilares esbeltos, porém, essas considerações não podem ser deixadas de ser analisada na análise estrutural dos pilares-parede.

A interação do concreto com o ambiente (a depender do clima) acarreta alterações de volume do material com o passar do tempo. A água não consumida no processo de hidratação, isto é, não fixada quimicamente na pasta de cimento, acaba evaporando e diminui o volume do concreto, contraindo a massa do gel de cimento. Em ambientes mais úmidos, o concreto acaba absorvendo água o que aumenta o seu volume. Essas deformações não dependem do tipo de carregamento, diferente da deformação lenta (fluência) e relaxação (descarregamento), que dependem do tempo e das cargas aplicadas (MÖNNING; LEONHARDT, 1977).

De acordo com Mehta e Monteiro (1994) os efeitos de retração do concreto podem ser ocasionados por mudanças na umidade e na temperatura do ambiente. A retração por secagem ocorre quando o material é exposto a umidade, e a retração térmica acontece devido a baixa dissipação de calor de hidratação. A restrição da retração térmica é apresentada como tensões de tração o que ocasionam fissuras no elemento devido ao mesmo se apresentar com características de baixa resistência quanto a esse esforço.

A fluência e a relaxação no descarregamento ocorrem nos vários tipos de solicitações, como compressão, tração, cortante e torção (MONNING; LEONHARD, 1997).

O módulo de elasticidade do concreto armado (material utilizado no objeto de estudo) será melhor detalhado em capítulos posteriores em virtude da sua variância em torno do contraventamento do edifício. Dessa forma, será feito uma análise cuidadosa dessa característica quanto a sua contribuição na rigidez desse elemento e os efeitos provocado pelas ações atuantes na estrutura.

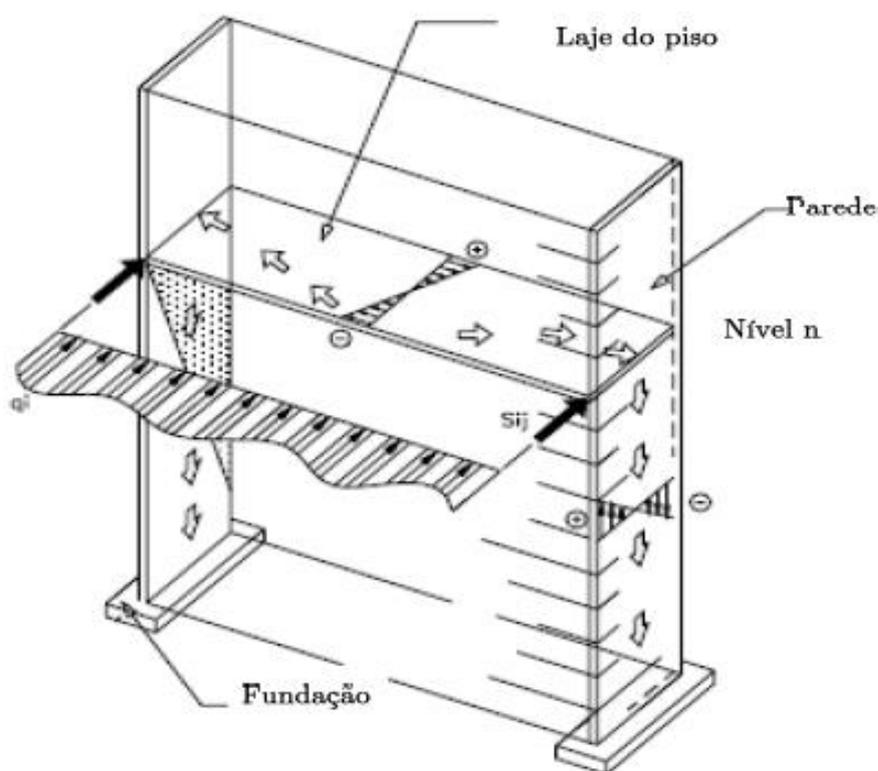
2.7 AÇÃO DO VENTO

A determinação dos carregamentos atuantes na estrutura segue as considerações normativas para o projeto de estrutura de edificações. As cargas verticais são classificadas de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980) - cargas para o cálculo de estruturas de edificações - em cargas permanentes e acidentais. Os carregamentos horizontais são calculados de acordo com as considerações previstas na NBR 6123 (ABNT, 1988) - forças devidas ao vento nas

edificações. De acordo com essa norma, alguns aspectos são levados em conta para a análise dos efeitos provocados por essas ações. As descrições dos elementos apresentados abaixo podem ser obtidas de forma mais detalhadas no item 5 desta norma.

A ação do vento sobre as edificações é um dos problemas que as estruturas de grande altura têm que enfrentar. De acordo com Pereira (2003) a pressão que o vento exerce nas fachadas externas da edificação são transferidas para o contraventamento por meio das lajes, que funcionam como membranas horizontais para cada nível considerado, conforme pode ser visualizado na figura 22.

Figura 22 - transferência da ação do vento nas edificações



Fonte: Pereira, 2003.

A ação do vento pode ser caracterizada pela geometria (aspecto aerodinâmico) e pelo local onde a construção é realizada (aspecto meteorológico). Em edifícios de grande altura a verificação dessas ações ganha maior importância devido à ocorrência de momentos que tendem ocasionar o tombamento da estrutura (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

Na análise do comportamento dinâmico da atuação do vento nas edificações, a direção perpendicular fornece a condição mais desfavorável para as construções. Isso ocorre devido ao desprendimento de vórtice, que causa desconforto ao usuário e provoca vibrações na estrutura. Dessa forma a estrutura ultrapassa o estado limite de serviço (PEREIRA, 2003).

2.7.1 Velocidade do vento

A velocidade do vento é diferente para cada região do hemisfério terrestre. A NBR 6123 (ABNT, 1998) estabelece em seu texto as considerações dessa velocidade de acordo com cada região do Brasil. Conforme essa norma a velocidade básica (V_0) é uma rajada de 3 segundos, que ocorre ao menos uma vez no período de recorrência (50 anos), cuja probabilidade de acontecimentos é de 63%. Ela (o vento) ocorre neste período, em um campo aberto e plano à uma altura de 10 metros acima do terreno plano, sem obstruções.

Com a velocidade característica (V_k), que é obtida a partir da velocidade básica (V_0), é possível estabelecer a velocidade que é aplicada na edificação. Essa velocidade considera alguns aspectos para a sua determinação. É possível observar a formulação abaixo:

(2.19)

Onde,

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

V_0 = velocidade básica do vento;

S_1 = fator topográfico;

S_2 = rugosidade do terreno e dimensões da edificação;

S_3 = fator estatístico.

A norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1998), através de parâmetros indicativos, informa como são obtidos os valores de S_1 , S_2 , S_3 .

2.7.2 Força e coeficiente de arrasto

A consideração do vento no comportamento global das edificações, quanto a sua forma e aberturas internas, é obtida por meio de um coeficiente que denominado coeficiente de arrasto (GONÇALVES, 2004). A Força de arrasto (componente da força global do vento que atua na edificação) pode ser determinada de acordo com a formulação abaixo, exposta na NBR 6123 (ABNT, 1988).

(2.20)

Onde,

C_a = coeficiente de arrasto;

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

q = pressão dinâmica;

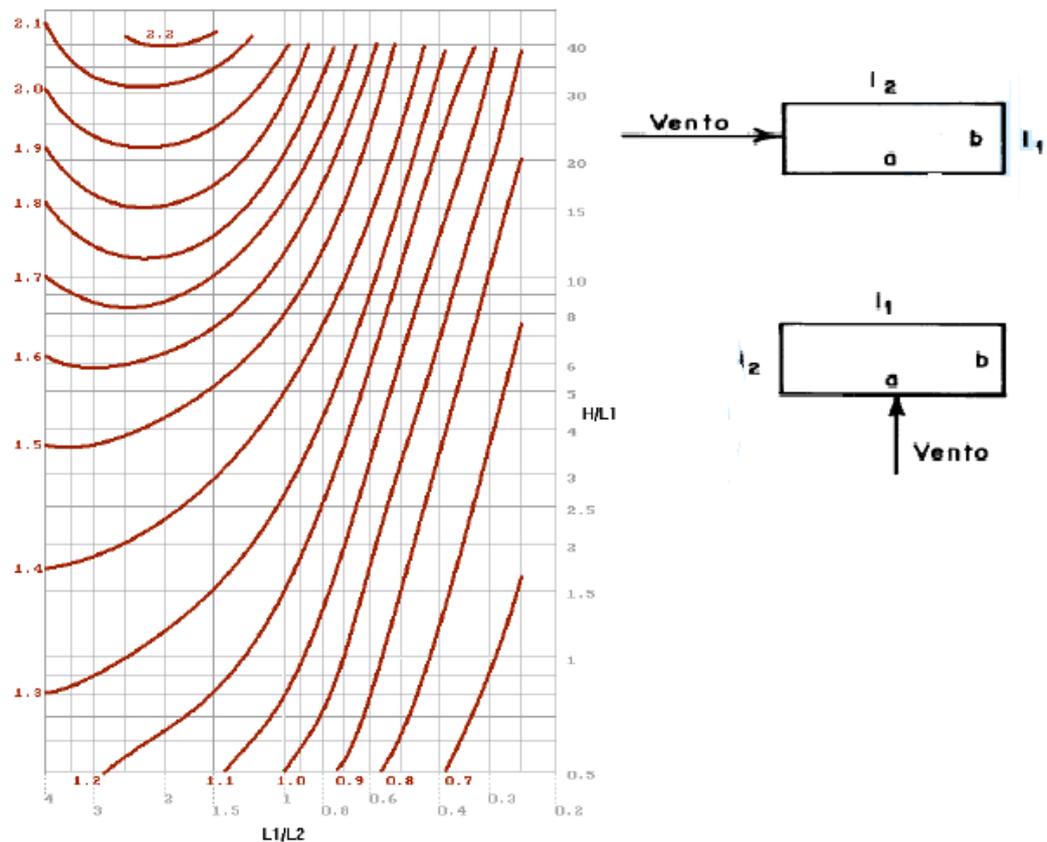
A_e = área efetiva (projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular ao vento).

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988) a pressão dinâmica pode ser determinada pela formulação:

$$(2.21)$$

Para a determinação do coeficiente $q = 0,613 \cdot V_k^2$ para ventos de baixa turbulência, que são caracterizados pela ausência de bloqueios, a NBR 6123 (ABNT, 1988) traz o gráfico da figura 23. Os comprimentos (L_1) e (L_2) são definidos de acordo com a direção de incidência do vento e (H) é a altura da edificação.

Figura 23 - Coeficiente de arrasto para zonas de baixa turbulência



Fonte: Moncayo, 2011 (adaptado)

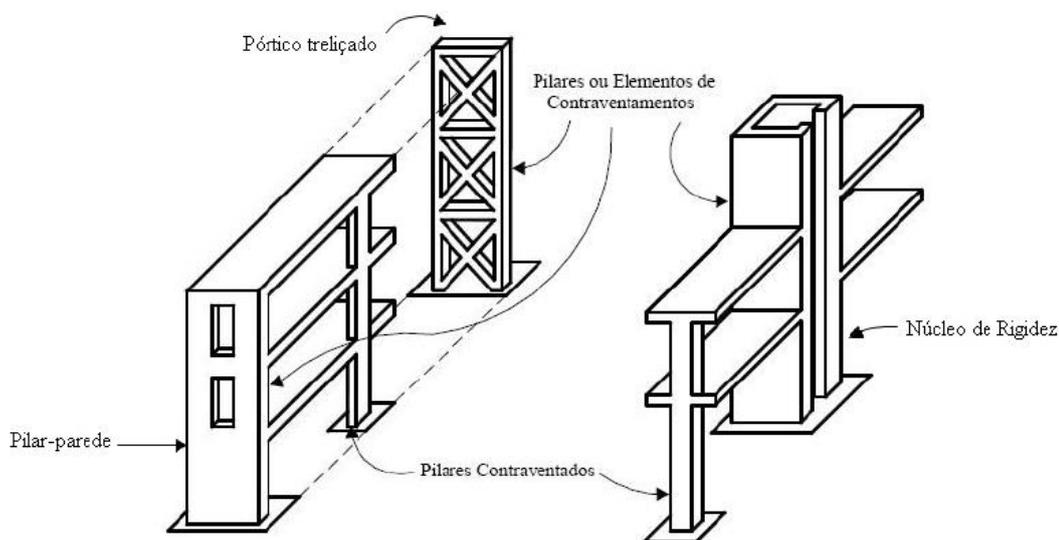
Vale ressaltar que existe situações em que as edificações vizinhas podem causar o aumento das forças do vento. De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 2014) essas forças podem se apresentar de três formas diferentes:

- Efeito Venturi;
- Deflexão do vento na direção vertical e;
- Turbulência da esteira.

2.8 SISTEMAS EM CONTRAVENTAMENTO

Na confecção de projetos estruturais de edifícios não é aconselhável que todos os elementos estruturais participem das considerações à resistência das ações horizontais e estabilidade global da estrutura. Fusco (1981) divide os elementos em estruturas contraventadas e de contraventamento, dos quais são constituídos por paredes estruturais, pilares de grandes dimensões, pórticos e núcleos de grande rigidez, como ilustrado na figura 24.

Figura 24 – Elementos de contraventamento e pilares contraventados



Fonte: Fusco 1981, apud Barboza 2008.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define o elemento de contraventamento como subestrutura de elevada rigidez a ações horizontais. A maior parte dos esforços aplicados na direção horizontal das estruturas são resistidas por esses elementos, e podem ser de nós fixos ou de nós móveis, conforme as definições já prescritas neste trabalho. A figura 7.2 ilustra alguns sistemas estruturais.

A estrutura de contraventamento composta também pela laje, que se comporta também como chapa, de um edifício deve possuir rigidez suficiente para considerar os elementos contraventados como uma estrutura monolítica com nós indeslocáveis. O objetivo dessas estruturas é garantir a estabilidade global e também resistir contra à ação do vento (FUSCO, 1981).

É importante citar a função das lajes no comportamento da estrutura quanto as ações horizontais, visto que, atuam como diafragmas horizontais rígidos, distribuindo as solicitações horizontais entre os pilares da estrutura e sofrendo ações ao longo de seu plano, atuando,

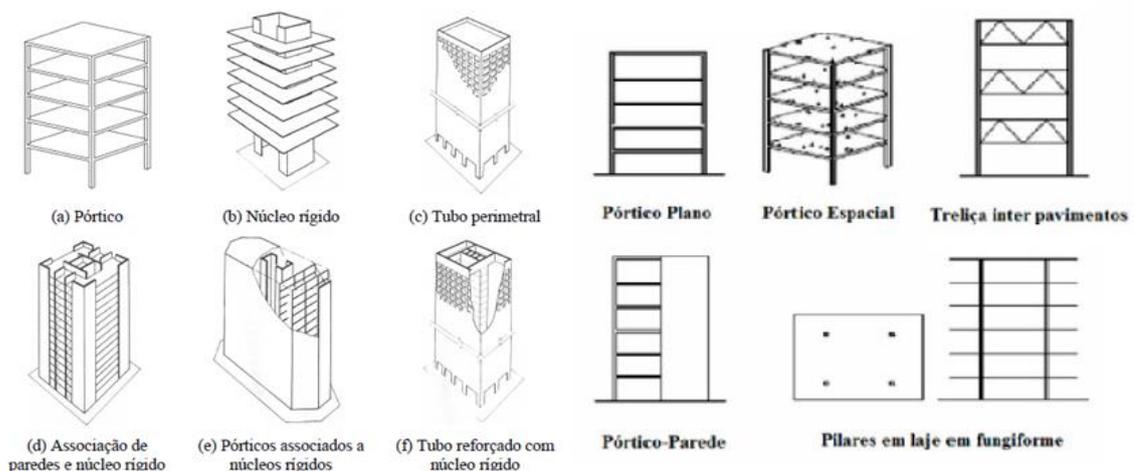
portanto, como chapas (PINHEIRO; RAZENTE, 2003). Porém, nessas circunstâncias, apesar delas (as lajes) possuírem grande rigidez nesta direção, têm pouca importância na estabilidade global (KIMURA, 2007).

Em casos da concepção estrutural ser definida por lajes cogumelo e lisas, de estruturas menos rígida, a atenção deve ser redobrada quanto à estabilidade, visto que, elas (as lajes) não possuem vigas, deixando a carga somente dos pilares na contribuição da rigidez lateral. Nestes casos a inércia da estrutura deve ser aumentada com a alteração da seção dos elementos de contraventamento, ou mudança de posição de pórticos e pilares melhoram o comportamento do conjunto (BUENO, 2009). Alguns tipos de sistemas estruturais são apresentados na figura 25.

De acordo com Fusco (1981) os elementos de contraventamento podem ser classificados em flexíveis e rígidos. Os elementos flexíveis consideram no cálculo os efeitos de segunda ordem e os elementos rígidos não consideram em cálculo esses efeitos. Para a sua classificação eles (os elementos) devem obedecer à certos limites preestabelecidos. Neste caso os critérios de rigidez mínimo para esta situação corresponde ao índice de esbeltez $\lambda = 25$. De acordo com Carneiro e Martins (2008), os tipos mais usuais de contraventamento, são:

- a) Pórticos;
- b) Parede;
- c) Paredes associados a pórticos;
- d) Reticulada contraventada (sistema treliçado);
- e) Núcleos, tubos entre outros.

Figura 25 - Alguns tipos de sistemas estruturais



Fonte: Silva, 2014 (adaptado)

2.8.1 Rigidez nas estruturas de contraventamento

A estrutura de contraventamento deve possuir rigidez adequada para o tratamento dos pilares contraventados como uma estrutura indeslocável. Essa estrutura é engastada na fundação e, geralmente, são compostas por paredes estruturais em balanço. Neste caso, de fato, a estrutura de contraventamento é considerada de nós deslocáveis. Para isso, devem apresentar rigidez suficiente para garantir a segurança dos pilares contraventados em caso de deslocamentos, assim, os pilares contraventados podem continuar sendo tratados como uma estrutura indeslocável (FUSCO, 1981).

Para reduzir a deslocabilidade horizontal, a estrutura necessita ser enrijecida. De acordo com Mota (2009), isso pode acontecer através da vinculação com paredes ou núcleos de rigidez. Essas estruturas de contraventamento podem ser moldadas in-loco e também superpostas em painéis pré-moldados, afirma.

Kimura (2007) também explica que os esforços aplicados nos edifícios são distribuídos através dos elementos estruturais de acordo com a rigidez relativa, ou seja, as ações sempre serão “encaminhadas” para as regiões de maior rigidez. Bueno (2009) aponta que essas regiões de rigidez considerada, são denominadas contraventamento. Essas estruturas trazem grande rigidez ao conjunto, aumentando, portanto, a rigidez global.

Um conjunto monolítico indeslocável garante a estabilidade global do edifício, isso acontece quando a estrutura de contraventamento é praticamente indeslocável. Caso isso não aconteça, todos os elementos estruturais devem ser considerados como elementos estruturais de nós deslocáveis (FUSCO, 1981).

De acordo com Kimura (2007) a rigidez da peça está intimamente ligada ao material empregado, isto é, ao módulo de elasticidade, seja ele transversal ou longitudinal, e também às características geométricas dessa peça. Essa afirmação é validada para a rigidez à flexão, axial e torção.

Conclui-se que quanto maior a rigidez, menor serão os deslocamentos na direção horizontal provocadas pelas ações nessa direção, portanto, os efeitos de segunda ordem também serão reduzidos.

2.9 PILAR-PAREDE

Na análise de edifícios esbeltos uma das grandes preocupações é garantir a estabilidade global da estrutura. Além disso, a concepção estrutural deve garantir ao usuário a

relação custo-benefício, de forma que, a definição estrutural possa garantir além da estabilidade o menor custo possível do projeto final. No edifício apresentado aqui a estrutura de contraventamento é definida através de pilares de grandes dimensões (figura 27). Esses pilares de elevada inércia devem formar pórticos na qual se exige uma análise nas suas ligações com as vigas, que podem ser rígidas ou flexíveis (ALTOQI EBERICK, 2017).

De acordo com as definições da NBR 6118 (ABNT, 2014) os pilares parede são estruturas de contraventamento, de superfície plana ou casa cilíndrica, dispostos na vertical e sujeito preponderantemente à compressão, podem também ser formados por outras superfícies associadas. A proporção geométrica desses pilares deve ser obedecida de forma que o menor lado seja menor que 1/5 da maior dimensão. Esses elementos estruturais em concreto armado e bastante utilizados na construção de edifícios altos. A sua elevada inércia garante maior rigidez ao conjunto.

Os pilares parede consideram os efeitos localizados de segunda ordem devido as suas grandes dimensões, portanto, devem ser tratados de modo diferente dos pilares comuns. Esses efeitos localizados ocorrem na extremidade superior dos pilares, pois essas regiões são mais vulneráveis a perda de estabilidade. No dimensionamento desses pilares o sistema computacional utilizado fará uma análise se esses efeitos localizados devem ser considerados ou não (ALTOQI EBERICK, 2017).

O dimensionamento dos pilares-parede, devido a sua grande dimensão, é decomposto no software em faixas verticais, cuja a análise é feita como pilares isolados submetidos a ação combinada dos esforços de momento e força normal. Esse método é denominado “pilar-padrão” acoplado ao diagrama $M_x N_x 1/r$ (NBR 6118, ABNT, 2014).

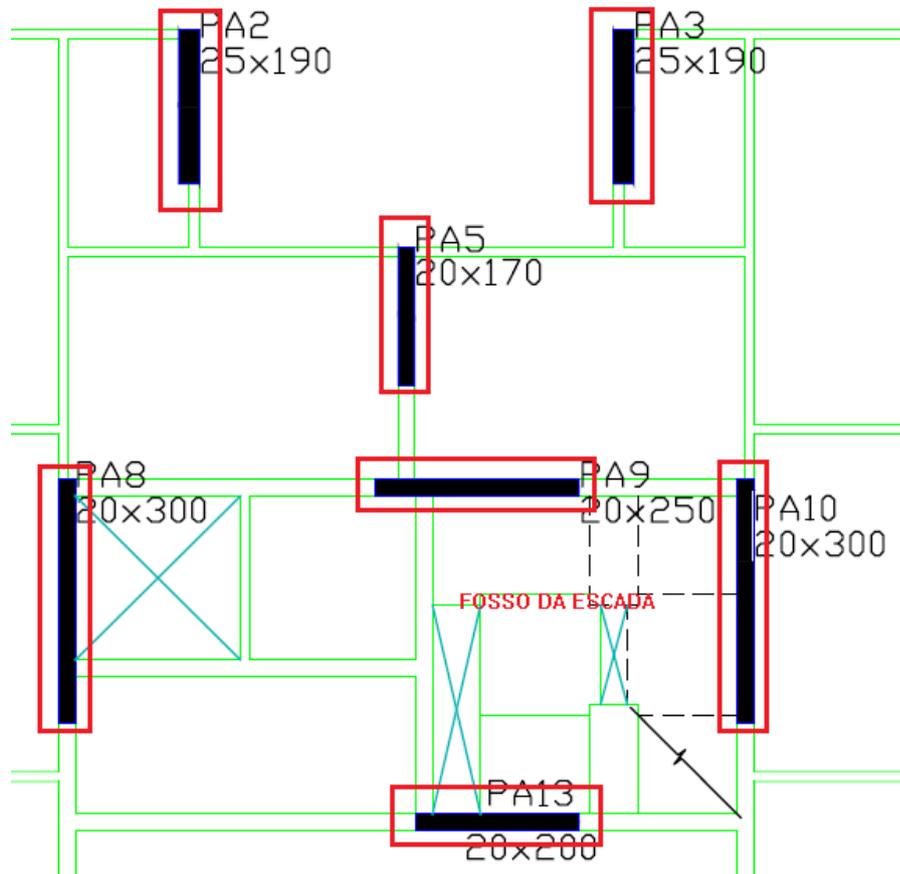
A NBR 6118 (ABNT, 2014) ainda traz em seu texto critérios que visam dispensar os efeitos localizados de segunda ordem nos pilares-parede. O item 15.9.2 desta norma aborda com mais detalhes as condições a serem obedecidas. Assim como os critérios de dispensa desses efeitos esta norma traz também, no item 15.9.3, o processo de forma aproximada da consideração dos efeitos localizados de segunda ordem. A figura 26 ilustra a disposição de alguns pilares de contraventamento (pilares-parede) do edifício estudado.

Os pilares-parede, quando associados, são apresentados na forma de núcleos com elevada rigidez. Alguns tipos de pilares associados são apresentados na figura 27.

O núcleo de rigidez é uma ótima solução para edifícios, mas também, dependendo da situação, pode elevar os custos de projeto devido a concepção estrutural e arquitetura. No projeto em estudo o “núcleo” é composto por blocos cerâmicos e pilares de grande rigidez, o

que favorece a economia pelo fato de descartar concreto nas regiões onde é inviabilizado a sua aplicação. A concepção dos pilares entorno do fosso da escada é apresentado na figura 26.

Figura 26 – Estrutura de contraventamento com pilares-parede



Fonte: Autor (2017)

Figura 27 – modelos usuais de associação de pilares-parede



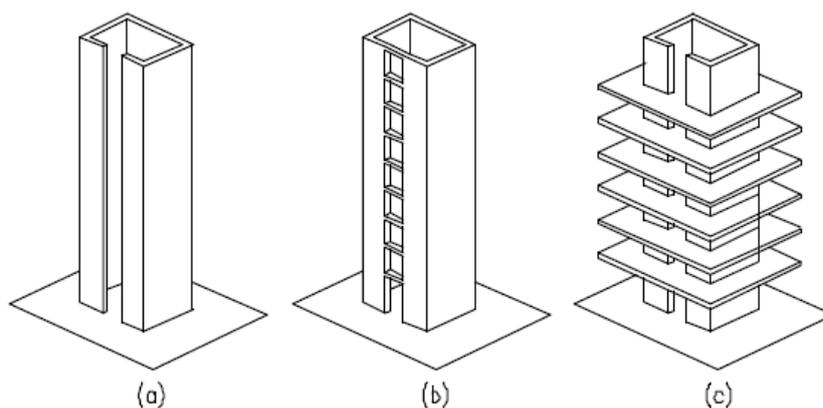
Fonte: Medeiros (2016)

2.9.1 Pilar parede associado

Os núcleos estruturais são elementos de elevada rigidez, dispostos tridimensionalmente por paredes continuamente ligadas e perpendiculares formando seções abertas ou semifechadas. No aspecto arquitetônico, são utilizados para abrigar escadas e caixas de elevadores. Esses sistemas estruturais são projetados para resistir aos carregamentos horizontais e verticais. A figura 28 apresenta alguns tipos de núcleos estruturais.

Martins (2001) identifica esses núcleos de acordo com os tipos de aberturas e fechamento. Apresenta: núcleo de seção aberta com parede delgada (a); núcleo de seção parcialmente fechada por lintéis ao nível das lajes (b) e; núcleo de seção parcialmente fechada por lajes (c).

Figura 28 – Tipos de núcleos estruturais



Fonte: SMITH E COULL (1991 apud Martins, 2001)

O núcleo resistente é um dos elementos principais do sistema estrutural de um edifício de múltiplos pavimentos. Essa estrutura acrescenta rigidez nas duas direções principais da construção e também são resistentes à torção, evitando a rotação global. Porém, a principal responsabilidade dessas estruturas de contraventamento é garantir a resistência global da edificação através da sua rigidez a flexão (CARNEIRO; MARTINS, 2008). No edifício em estudo esse elemento é “fatiado” em torno do fosso da escada e elevadores.

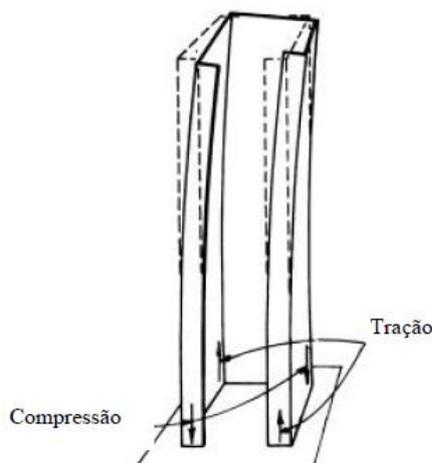
No cálculo dos núcleos estruturais (pilares-parede com ângulo reto nos cantos) deve ser considerado a posição na qual o elemento se encontra, geralmente estão localizados nas áreas centrais dos edifícios para evitar assimetrias, pois dependendo da localização, quando o mesmo é submetido a carregamentos na direção horizontal, ocorrem o surgimento de efeitos

de torção e flexão. Elementos como lajes, lintéis¹ e vigas contribuem para a resistência ao empenamento do núcleo devido aos esforços de flexão (MARTINS, 2001).

A utilização na concepção estrutural dos edifícios ganha relevância à medida que o edifício ganha altura. Esses elementos devem ser dispostos de maneira favorável a arquitetura da construção. Com vista a importância no projeto estrutural, por possuir elevada rigidez, esses elementos são importantes para resistirem aos esforços torcionais e flexão. Dessa forma, a sua capacidade de restrição ao empenamento ganha destaque, que é o impedimento do deslocamento da estrutura na direção horizontal causado pela tendência ao giro entorno do centro geométrico (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

A principal característica dos núcleos estruturais é a sua capacidade em absorver as ações horizontais, demonstrando ser também uma ótima solução. A figura 29 apresenta um núcleo de seção aberta empenado.

Figura 29 - Empenamento da seção transversal

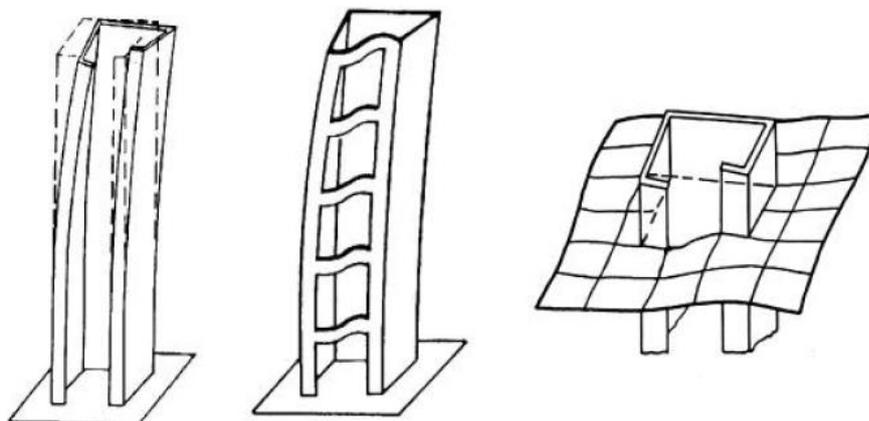


Fonte: – Smith e Coull (1991 apud Martins, 2001)

De acordo com Martins (2001) o conjunto formado por vigas, lintéis ou lajes contribuem para diminuir as deformações do núcleo estrutural na direção do empenamento. Eles absorvem não somente os esforços horizontais, mas também os verticais. Nessas condições as deformações por flexão e empenamento também devem ser consideradas, visto que, podem possuir a mesma ordem de grandeza na combinação dos esforços verticais e horizontais, exigindo, conhecimentos da teoria da flexo-torção. A figura 30 ilustra o núcleo estrutural de seção aberta com fechamento parcial por lajes e lintéis.

¹ De acordo com Martins (2001) os lintéis, que são vigas de grande altura, fecham o núcleo de modo parcial enrijecendo essa estrutura quando sujeito aos esforços de torção.

Figura 30 - flexão e empenamento do núcleo



Fonte: Smith e Taranath (1972 apud Martins 2001)

2.10 CONCRETO ARMADO

Entende-se como concreto armado o concreto com barras formando uma armadura de aço. Esse material é composto através da ligação aderida do aço e da pasta cimentícia devido as propriedades de aderência e aos efeitos de natureza mecânica. Na composição, as barras de aço possuem a finalidade de absorver os esforços de tração que surgem também quando as peças são submetidas à flexão. As deformações tanto do aço como do concreto devem ser semelhantes devido a ligação entre esses elementos da matriz da peça. As fissuras no concreto são apresentáveis na zona de tração, quanto submetido a esse tipo de esforço, portanto, esses esforços devem ser absorvidos pela armadura, que devem ser dispostas nessa região, salvo que, o concreto possui baixa resistência à tração. Logo, a armadura sempre deverá ser disposta na zona tracionada do concreto, desta maneira, a elevada resistência do concreto à compressão poderá ser aproveitada na flexão (MÖNNIG; LEONHARDT, 1977).

O concreto é o material mais utilizado na construção civil e é confeccionado com a simples mistura de cimento portland, areia, brita e água. Quando esse material é reforçado com aço ele se torna um elemento estrutural de fácil execução, pois diferente das construções de estruturas metálicas, ele pode ser aplicado com uma variedade de formas e tamanho, o que justifica o seu largo emprego. Esse material é mais acessível no canteiro de obras e também mais barato. Além disso, sua produção consome menor energia e pode ser aplicado no estado fresco em formas pré-fabricadas na obra (MEHTA; MONTEIRO, 1994).

2.10.1 Resistência a compressão

Este tópico ganha importância em virtude da variação da resistência característica a compressão do concreto dos pilares de contraventamento do edifício. De acordo com alguns especialistas não há um critério pré-definido para o emprego dessa variação. Na prática, para que o bombeamento do concreto seja possível em edifícios com uma grande quantidade de pavimentos, a consistência do concreto é alterada para possibilitar que o material alcance o ponto de lançamento.

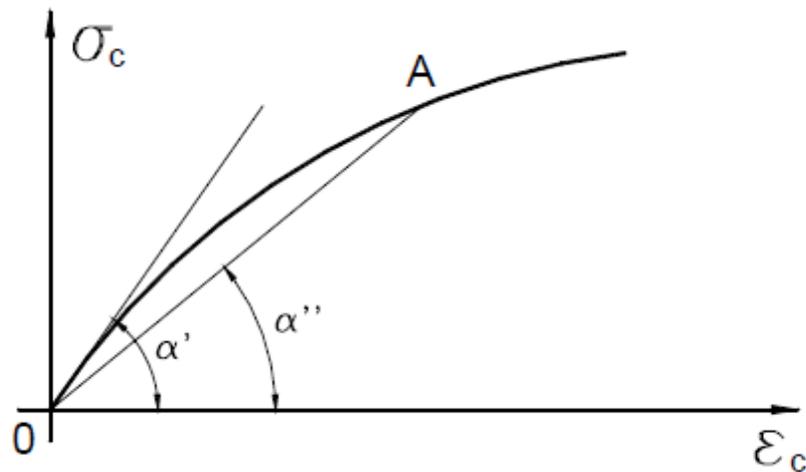
As classificações por grupos de resistências do concreto estrutural são apresentadas na NBR 8953 (ABNT, 2015). A nomenclatura é definida com a letra (C), que indica a classe, e pela resistência característica a compressão (f_{ck}), definido em Mpa.

A resistência a compressão do concreto, que é definida como a medida da tensão necessária para romper um material, é a sua característica mais importante. No projeto de edifícios esse material é empregado na estrutura de modo a resistir aos carregamentos de compressão. Por isso que essa resistência é geralmente especificada. As resistências desse material a flexão e a tração são irrisórias quando comparado as de compressão (MEHTA; MONTEIRO, 1994).

2.10.2 Módulo de elasticidade

As deformações do concreto no estado endurecido podem ser distinguidas em outros três tipos de deformação. Ocorrem as deformações elásticas, plásticas e as deformações provocadas pelo efeito de fluência e retração. As deformações são calculadas segundo a teoria da elasticidade cujo o comportamento do concreto é apresentado no diagrama tensão-deformação, como é apresentado na figura 31. A velocidade do carregamento também é apreciável na determinação do módulo de elasticidade (MÖNNIG; LEONHARDT, 1977).

Figura 31 - diagrama tensão-deformação



Fonte: Bastos, 2006

Mehta e Monteiro (1994) explicam a definição do módulo de elasticidade em duas etapas a medida que um corpo de prova cilíndrico é submetido a carregamentos. Lembrando que a conceituação gira em torno do diagrama tensão-deformação, a primeira etapa a tensão é proporcional a deformação e é reversível, isto é, o corpo tende a retornar a sua posição original após o descarregamento. Esse tipo de deformação é denominado deformação elástica. O módulo de elasticidade é definido através da relação entre a deformação e a tensão na região linear, ou seja, na qual o material não sofra deformações permanentes.

Ainda segundo Mehta e Monteiro (1994) na elaboração de projetos estruturais o limite de elasticidade é associado ao fato dele significar, de fato, a deformação máxima antes do concreto (ou outro material empregado, como por exemplo, o aço) sofrer deformações permanentes. Esse elemento deve ser conhecido por causa da sua influência no cálculo estrutural. O módulo de elasticidade também está associado a rigidez dos materiais.

As características dos materiais que compõe o concreto são importantíssimas para a determinação do módulo de elasticidade (BASTOS, 2006). A escolha do tipo de agregado, que irá formar uma zona de transição com a pasta cimentícia, é um exemplo dos cuidados que devem ser tomados para a obtenção das características pré-estabelecidas em projeto, visto que, é nessa zona que o material apresenta maior fragilidade para determinados esforços.

O módulo de elasticidade deve ser determinado de acordo com o ensaio descrito na NBR 8522. Nesta norma é considerado o módulo de deformação tangente inicial cordal a 30% de f_c obtido aos 28 dias de idade. Quanto os ensaios não puderem ser determinados, ou dados mais precisos não puderem ser obtidos, o módulo de elasticidade pode ser obtido com a expressão:

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (2.22)$$

O módulo de elasticidade secante também pode ser obtido de acordo com os métodos estabelecidos na NBR 8522, ou também pode ser estimado pela expressão (2.23). Assim, os esforços solicitantes podem ser obtidos, assim como a verificação dos estados limites últimos de serviço.

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci} \quad (2.23)$$

No trabalho, em uma das situações, a resistência a compressão característica do concreto foi reduzida ao longo da altura dos pilares-parede. Nas outras situações o f_{ck} permaneceu inalterado. É importante ressaltar que todos os pilares da estrutura são de contraventamento.

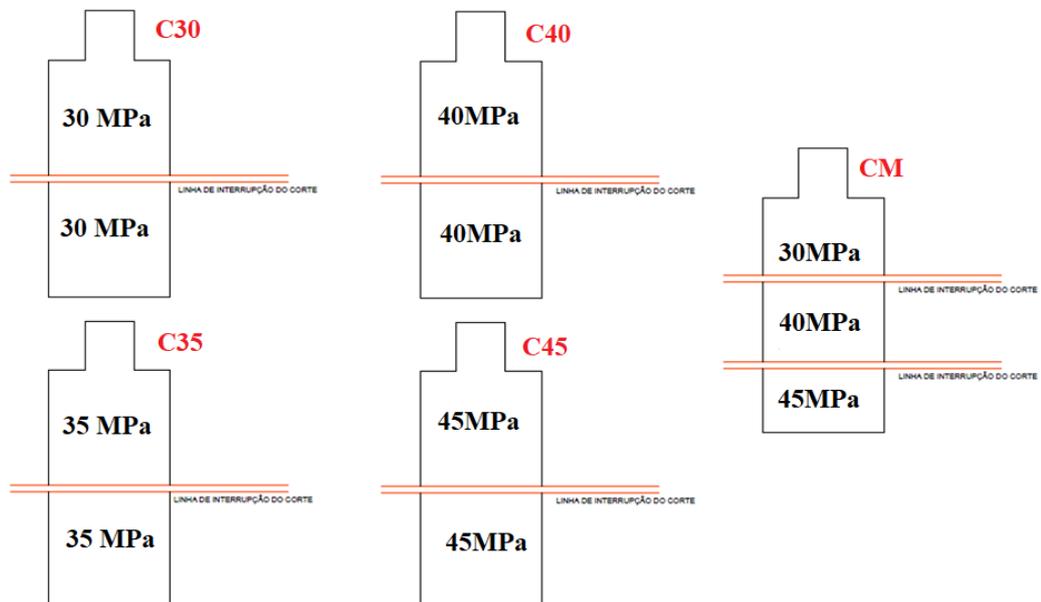
A NBR 6118 (ABNT, 2014) oferece de forma mais detalhada a obtenção dos valores do módulo de elasticidade no item 8.2 onde o valor do módulo de elasticidade do concreto é variável segundo as suas propriedades.

3.METODOLOGIA

A aplicação prática da pesquisa teórica consiste no lançamento de um edifício de 40 pavimentos com a utilização do software Eberick. No projeto em estudo todos os pilares são classificados como pilares de contraventamento, isto é, são pilares-parede, com exceção de alguns pilares no pavimento garagem. O fck desses elementos são diferente nos modelos empregados, que por hipótese, modifica o comportamento da estrutura com relação a sua estabilidade global.

Esse processo foi realizado em cinco fases: Na primeira, o comportamento da estrutura foi avaliado com um fck de 40MPa para os pilares, sendo este modelo o de referência; na segunda, os pilares serão lançados com um fck de 30MPa; na terceira situação, os pilares terão 35MPa, na quarta um modelo misto com 45, 40 e 30MPa, e na quinta terão somente 45MPa distribuídos ao longo da subestrutura. A figura 32 ilustra de modo esquemático os modelos que foram adotados no trabalho.

Figura 32 – Diferentes modelos adotados no trabalho



Fonte: Autor (2017)

O modelo misto, assim como o de 45MPa, terá a finalidade de manter a rigidez global da estrutura dentro dos limites admissíveis do parâmetro indicador (γ_z), de forma que os elementos estruturais não sofram alterações quanto a mudança de geometria e disposição quanto a concepção estrutural, ou seja, sem redimensionamentos. Essa limitação é prevista em

virtude dos critérios de segurança para a manutenção da estabilidade da edificação. Dessa forma, existirá a possibilidade da consideração dos efeitos de segunda ordem, já que, a NBR 6118 (ABNT, 2014) permite no processamento de cálculo considerar as estruturas quanto a deslocabilidade dos nós como sendo de nós fixos ou móveis.

É importante frisar que no projeto de pesquisa não partirá do pré-dimensionamento do edifício, visto que, o projeto estrutural já se encontra executado na prática. Porém, não se descarta a possibilidade de sua alteração devido as condicionantes de projeto e programa de cálculo utilizado. Dessa forma, foi realizado a avaliação da estabilidade global com a adoção da variável (fck) em diferentes modelos para a conclusão dos objetivos.

3.1 SOFTWARE UTILIZADO: ALTOQI EBERICK

O Eberick é um software utilizado para a confecção de projetos estruturais em concreto armado. No trabalho foi tratado em síntese as etapas de lançamento da estrutura e análise estrutural. Esse programa possui um sistema gráfico de análise da estrutura em um modelo 3D com recursos que satisfazem as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014).

É importante frisar que para a análise de edifícios com o auxílio de um programa de cálculo, é necessário que o projetista tenha conhecimento e experiência suficiente para realizar as devidas considerações do real comportamento da estrutura.

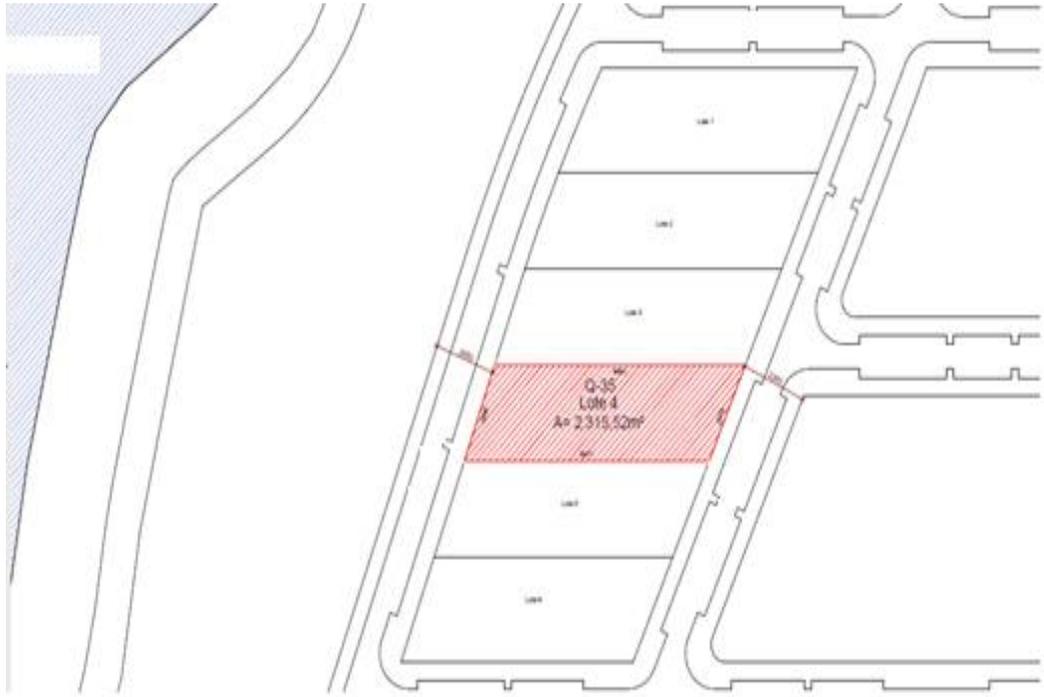
As prescrições abordas neste tópico são tratadas com mais detalhes no site do desenvolvedor: AltoQi.

3.2 PROJETO ARQUITETÔNICO

O edifício é composto por Térreo, 4 Mezaninos Garagem, 33 pavimentos tipo, 1 duplex e 2 pavimentos cobertura, totalizando 40 pavimentos com 68 unidades habitacionais. A área do terreno original é de 2.315, 52m² e área construída de 17420,66 m². No topo encontra-se o duplex inferior e superior, além da casa de máquinas, barrilete e reservatório. O pavimento tipo possui as dimensões de 20,92x17,33m, com área de 362,54m².

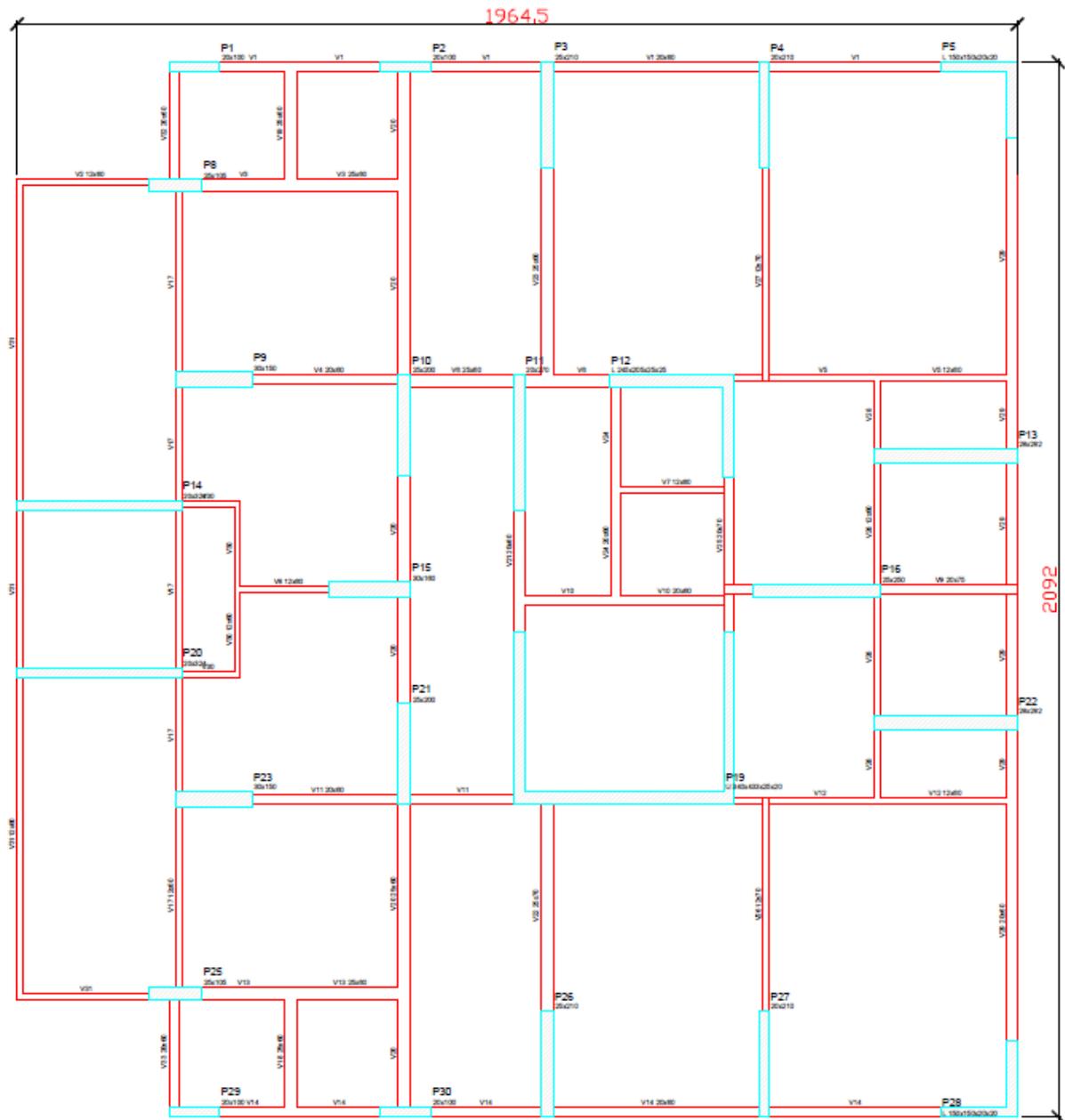
As figuras 33 e 34 contemplam respectivamente a planta de locação e planta de formas do pavimento tipo. É importante ressaltar que o projeto da arquitetura original sofreu modificações de acordo com as necessidades no cálculo estrutural no desenvolvimento do projeto, principalmente, nos pilares.

Figura 33 – Planta de localização do edifício Imperador do Lago



Fonte: Autor (2017)

Figura 34 – Planta de formas do pavimento tipo (sem escala)



Fonte: Autor (2017)

3.3 ANÁLISE E DEFINIÇÕES PARA A ESTRUTURA

O processamento de cálculo da estrutura foi realizado em pórticos espaciais com a consideração das não linearidades físicas e geométricas, com a redução média da inércia dos pilares-parede e levando em consideração os efeitos de segunda ordem através do processo de cálculo P-delta. A figura 35 ilustra as considerações adotadas devido a indicação dos parâmetros de instabilidade global nas configurações de análise do programa.

Figura 35 – Configurações de análise

Análise

Processo

Pórtico espacial

Pavimentos isolados

Geral

Redução no engaste para nós semi rígidos %

Redução na torção para os pilares %

Redução na torção para as vigas %

Aumento na rigidez axial dos pilares ...

Salvar automaticamente o projeto após o processamento

Não linearidade física

Rigidez das vigas Eci.lc

Rigidez dos pilares Eci.lc

Rigidez das lajes Eci.lc

P-Delta

Utilizar o processo P-Delta

Número máximo de iterações

Precisão mínima %

Combinação vertical de cálculo ...

Precisão numérica

Erro estimado máximo %

Valor absoluto mínimo

Imperfeições globais

Considerar para: Direção X

Direção Y

Combinação vertical característica ...

Apoio elástico padrão...

Painéis de lajes...

Fonte: Eberick (2017)

Os elementos estruturais do edifício foram ajustados de modo que todos os erros de processamento de dados, dimensionamento, detalhamento e lançamento da estrutura gerados pelo programa fossem solucionados. Dessa forma o projeto pode ser aplicado na prática dentro das situações consideradas. É importante frisar que esses ajustes foram realizados para a obtenção dos relatórios de cálculo segundo os objetivos do trabalho.

Com vista o comportamento adequado da estrutura, frente as solicitações impostas, os limites de deslocamento da estrutura devem satisfazer as prescrições normativas. Esses limites, assim como o coeficiente Gama-z, são extraídos do programa após o processamento da estrutura. Esses dados são apresentados nos cinco processamentos para a avaliação da estabilidade global da estrutura a partir dos parâmetros indicadores, como será apresentado e discutido.

Esses diferentes modelos terão como variável somente o f_{ck} dos pilares da estrutura, lembrando que, as lajes e as vigas foram lançadas no programa com o f_{ck} de 40MPa nos cinco modelos adotados. No primeiro modelo, definido como o padrão de projeto, terá uma resistência característica a compressão do concreto de 40MPa para os pilares, denominado

neste trabalho como modelo:C40. O mesmo vale para os demais modelos que serão lançados no programa, correspondendo a C30, C35, CM e C45 para os modelos de 30, 35, MISTO e de 45MPa, respectivamente.

Quanto ao modelo misto, é importante ressaltar que as definições no projeto das resistências do concreto ao longo da altura do edifício foram definidas entre os pavimentos conforme abaixo:

- térreo ao tipo 9: 45MPa;
- tipo 10 ao tipo 28: 40MPa;
- tipo 29 ao topo: 30MPa.

Na análise dos diferentes modelos estudados (C30, C35, C40, CM e C45) a concepção e a seção dos pilares foram mantidas. Dessa forma, foi possível avaliar a variação do coeficiente Gama-Z nas direções X e Y, assim como os seus deslocamentos horizontais, quanto a alteração do f_{ck} dos pilares. A avaliação da estrutura quanto à estabilidade global com esse coeficiente é recomendada pela NBR 6118:2014. Dessa forma foi possível considerar ou não os esforços de 2ª ordem no cálculo da estrutura.

3.3.1 Propriedade dos Materiais

A configuração dos materiais e durabilidade foram dadas de acordo com as configurações necessárias para a elaboração do projeto estrutural. A figura 36 ilustra a janela de configurações de materiais e durabilidade do programa Eberick.

- a) A classe de agressividade do ambiente é II (Moderada) com riscos pequenos de deterioração e pouca humidade;
- b) No projeto de referência, o f_{ck} para as vigas, lajes e pilares são de 40MPa;
- c) Aço CA50 para vigas e pilares e CA60 para elementos especiais;
- d) O agregado utilizado é a brita 1 com diâmetro de 19mm;

Figura 36 – Configuração de Materiais e Durabilidade

Materiais e durabilidade

Aplicação
 Projeto inteiro
 Por pavimento

Pavimento
 Pavimento 13
 Pavimento 12
 Pavimento 11
 Pavimento 10
 Pavimento 9
 Pavimento 8
 Pavimento 7
 Pavimento 6
 Pavimento 5
 Pavimento 4
 Pavimento 3
 Pavimento 2
 Pavimento 1
 Reservatório Lazer
 Reservatório 3
 Reservatório 2
 Reservatório 1
 Lajes
 Fundações

Geral
 Classe de agressividade: II (moderada) ...
 Dimensão do agregado: 19 mm
 Controle rigoroso nas dimensões dos elementos
 Considerar redução no cobrimento para peças com f_{ck} acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras
 Contato com o solo: 0.2 mm
 Contato com a água: 0.1 mm
 Demais peças: 0.3 mm
 Combinações: Frequentes

Elementos

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-30	3 cm	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-40	3 cm	3 cm	4.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-30	2.5 cm		3 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-30	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Muros	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Radier	C-25			4.5 cm	Bitolas...

Elementos pré-moldados

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	
Vigas	C-25	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	Bitolas...

Etapas... Tipo: Pré-moldado

Fluência... Barras... Classes... **OK** Cancelar Ajuda

Avisos
 Todas as informações estão definidas corretamente
 Detalhes...

Fonte: Eberick (2017)

3.3.2 Lançamento da Estrutura no Eberick

O lançamento estrutural compreende a primeira etapa do projeto estrutural de um edifício além da sua concepção. Nessa fase algumas considerações devem ser tomadas para a realização do processamento de dados. Como já apontado aqui, foram lançados cinco modelos estruturais com a mudança do f_{ck} dos pilares do edifício, já que, todos eles, com exceção dos pilares das garagens, são classificados como subestruturas de contraventamento. Os demais parâmetros de projeto não foram alterados.

3.3.2.1 Entrada de dados

A entrada de dados foi guiada pela inclusão dos pavimentos do edifício. Essa etapa consiste em:

- Inserir a planta arquitetônica;
- Posicionar os pilares de cada pavimento e;
- Informar as vigas e lajes do pavimento;

A estrutura foi avaliada na forma de pórtico espacial onde as ligações são do tipo rígidas. Nos casos de surgimento da necessidade de eliminar a transferência de momentos fletores entre vigas, foi preciso rotular as vigas

3.4 AÇÕES NA ESTRUTURA E CONTRAVENTAMENTO

A determinação dos carregamentos na estrutura foi definida através das recomendações técnicas estabelecidas em norma. O contraventamento do edifício é realizado por pilares parede de elevada inércia e a laje do edifício é do tipo nervurada executada com formas ATEX Brasil.

3.4.1 Pilar parede

De acordo com as disposições da NBR 6118 (ABNT, 2014), os pilares devem ser tratados como pilares-parede se a maior dimensão ultrapassar em cinco vezes a menor dimensão da sua seção transversal. Todos os pilares do edifício estudado foram classificados como pilares-parede, portanto, participam da estrutura de contraventamento. O quadro 37 ilustra essa descrição com a classificação dos pilares, com exclusão dos pilares das garagens que não continuam até o topo, não contribuindo diretamente na estabilidade da estrutura.

Quadro 37 - Classificação dos pilares

PILARES DE CONTRAVENTAMENTO E CONTRAVENTADOS (CLASSIFICAÇÃO)		
PILARES	DIMENSÕES (m)	CLASSIFICAÇÃO
PA01	25x215	Pilar-Parede
PA02	20x100	Pilar-Parede
PA03	25x220	Pilar-Parede
PA04	20x220	Pilar-Parede
PA05	L170x170x20x20	Pilar-Parede
PA08	25x205	Pilar-Parede
PA09	30x150	Pilar-Parede
PA10	25x200	Pilar-Parede
PA11	20x280	Pilar-Parede
PA12	L 245x205x25x25	Pilar-Parede
PA13	28x282	Pilar-Parede
PA14	20x324	Pilar-Parede
PA15	30x160	Pilar-Parede
PA16	25x250	Pilar-Parede
PA19	U 340x433x25x20	Pilar-Parede
PA20	20x324	Pilar-Parede
PA21	25x200	Pilar-Parede
PA22	28x282	Pilar-Parede
PA23	30x150	Pilar-Parede
PA25	25x105	Pilar-Parede
PA26	25x200	Pilar-Parede
PA27	20x220	Pilar-Parede
PA28	L 170x170x20x20	Pilar-Parede
PA29	20x100	Pilar-Parede
PA30	20x100	Pilar-Parede

Fonte: Autor (2017)

Dentre os métodos existentes no Eberick, foi lançado os pilares-parede da estrutura de contraventamento adequando aos efeitos locais, decorrente dos pavimentos, e aos efeitos localizados, que são decorrentes dos esforços normais causado pelo momento fletor na direção mais rígida, conforme as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014). A dispensa dessa análise depende de algumas condições.

3.4.2 Determinação dos carregamentos verticais e horizontais

As ações de natureza excepcional não serão consideradas no cálculo da estrutura devido as condições climatológicas da região.

Os carregamentos podem ser configurados no menu: configurações > ações.

3.4.2.1 Determinação dos carregamentos verticais

A NBR 6120 (ABNT, 1980) classifica os carregamentos nessa direção em cargas permanentes e acidentais. Como já mencionado aqui, as cargas permanentes são constituídas pelo peso próprio da edificação, elementos construtivos e instalações permanentes e as cargas acidentais são associadas ao uso da edificação.

3.4.2.1.1 Cargas permanentes

Os blocos cerâmicos do edifício serão de tijolo furado com peso específico de 1300 kgf/m³, com altura de 2,95m e espessuras diversas de 9, 11,5, 14 e 19cm, distribuídas linearmente nas vigas e laje da edificação. Os demais elementos construtivos serão identificados e considerados em cálculo. As considerações abordadas aqui são válidas devido a predominância de determinadas características de construção. É importante lembrar que sempre será levado em conta os fundamentos necessários para o desempenho de serviço e segurança.

3.4.2.1.2 Cargas acidentais

Nos ambientes de carregamentos especiais, como por exemplo, máquinas leves, foi considerado um acréscimo de 3kN/m² no valor da carga acidental com valor mínimo de 7,50kN/m². Conforme a NBR 6120 (ABNT, 1980) as cargas acidentais que atuam no piso das edificações possuem valores mínimos para cada tipo de compartimentos. No projeto foram adotados:

- a) Dormitório, sala, copa, cozinha e banheiro: 150 kgf/m²;
- b) Despensa, área de serviço e lavanderia: 200 kgf/m²;
- c) Escadas: 300 kgf/m².

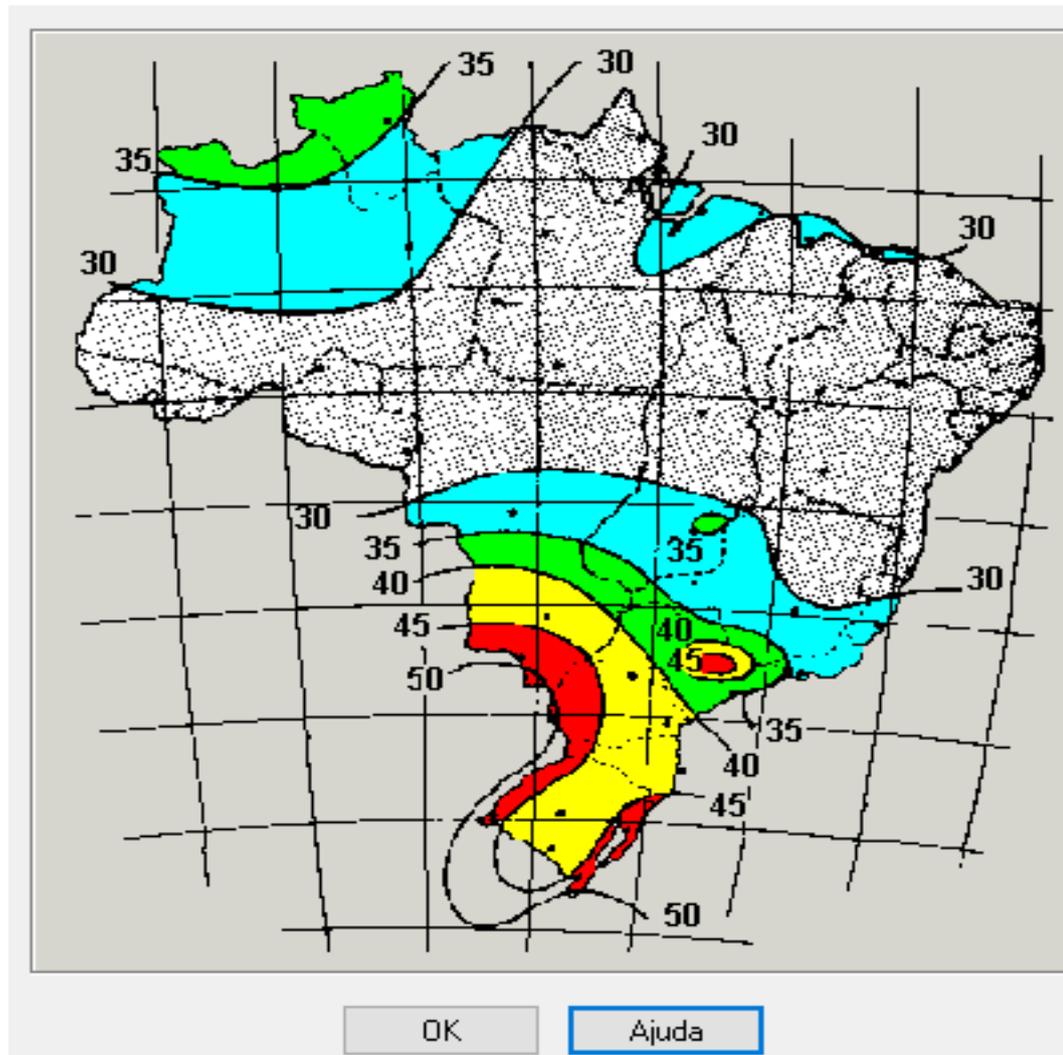
3.4.2.2 Determinação dos carregamentos horizontais

A determinação dos carregamentos na direção horizontal segue as recomendações da NBR 6123 (ABNT, 1988) - forças devido ao vento em edificações. A estrutura é avaliada segundo os parâmetros da região da cidade de Palmas-TO. De acordo com o mapa fornecido no botão mapas do Eberick tem-se uma máxima velocidade média de $V_0 = 33$ m/s. A ação da força devido ao vento atuará nas duas direções da edificação. A figura 38 ilustra o mapa fornecido pelo programa para as configurações de vento.

As configurações de vento foram realizadas de acordo com os parâmetros da janela ilustrada na figura 39. Os parâmetros da topografia ($S_1 = 1,00$) e fator estatístico ($S_3 = 1,00$) foram adotados de acordo com a topografia do terreno e tipo de edificação (figura 40). A rugosidade do terreno é classificada dentro da categoria IV (figura 41). O coeficiente de arrasto também foi obtido automaticamente.

Figura 38 – Isopletas da velocidade básica do vento V_0 (m/s)

Velocidade do Vento



Fonte: Eberick (2017)

Figura 39 – Configurações de vento

Vento

Velocidade m/s

Edificação
 Maior dimensão horizontal ou vertical
 Rugosidade do terreno

Aplicação do Vento
 Ângulo °

Diagrama de forças de vento:

Topografia

Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento (S1 = 1.1)
 Vales profundos, protegidos de todos os ventos (S1 = 0.9)
 Demais casos (S1 = 1.0)

Fator Estatístico S3

Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicações, etc.): 1.10
 Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: 1.00
 Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.): 0.95

Fonte: Eberick (2017)

Figura 40 – Forças devido ao vento

Forças devido ao vento

Coefficiente de arrasto

Calcular coeficiente de arrasto automaticamente
 Turbulência
 Adotar valor único para toda a estrutura
 Arbitrar altura total acima do solo cm

Forças

	Pavimento	Fachada X (cm)	Fachada Y (cm)	Nível (cm)	S2	Coef. Arrasto X	Coef. Arrasto Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
1	Reservatório	0.00	0.00	13457.00	1.13	1.00	1.00	0.00	0.00
2	Barrilhete	0.00	0.00	13207.00	1.13	1.00	1.00	0.00	0.00
3	Casa de	0.00	0.00	13012.00	1.13	1.00	1.00	0.00	0.00
4	Duplex	0.00	0.00	12600.00	1.12	1.00	1.00	0.00	0.00
5	Duplex	0.00	0.00	12285.00	1.12	1.00	1.00	0.00	0.00
6	Pavimento	0.00	0.00	11970.00	1.12	1.00	1.00	0.00	0.00
7	Pavimento	0.00	0.00	11655.00	1.11	1.00	1.00	0.00	0.00
8	Pavimento	0.00	0.00	11340.00	1.11	1.00	1.00	0.00	0.00

Usar fachadas do croqui

Fonte: Eberick (2017)

Figura 41 – Rugosidade do terreno

Rugosidade do terreno

Categoria de rugosidade do terreno, conforme item 5.3.1 da NBR 6123/88:

- Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.
- Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.
- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas.
- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.
- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Eberick (2017)

3.4.3 Consideração da fluência e retração

No Eberick a determinação da fluência do concreto utiliza como parâmetros a umidade relativa do ar, a vida útil prevista e o início de carregamento. A figura 42 ilustra a janela de materiais e durabilidade.

Figura 42 – Botão fluência

Materiais e durabilidade

Aplicação
 Projeto inteiro
 Por pavimento

Pavimento
 Pavimento 19
 Pavimento 18
 Pavimento 17
 Pavimento 16
 Pavimento 15
 Pavimento 14
 Pavimento 13
 Pavimento 12
 Pavimento 11
 Pavimento 10
 Pavimento 9
 Pavimento 8
 Pavimento 7
 Pavimento 6
 Pavimento 5
 Pavimento 4
 Pavimento 3
 Pavimento 2
 Pavimento 1
 Mezanino Lazer
 Mezanino 3
 Mezanino 2
 Mezanino 1
 Térreo
 Fundações

Abertura máxima das fissuras
 Contato com o solo: 0.2 mm
 Contato com a água: 0.1 mm
 Demais peças: 0.3 mm
 Combinações: Frequentes

Geral
 Classe de agressividade: II (moderada)
 Dimensão do agregado: 19 mm
 Controle rigoroso nas dimensões dos elementos
 Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Elementos

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-30	3 cm	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-40	3 cm	3 cm	4.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-30	2.5 cm		3 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-30	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Muros	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Radier	C-25			4.5 cm	Bitolas...

Elementos pré-moldados

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	
Vigas	C-25	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	Bitolas...

Etapas... Tipo: Pré-moldado

Fluência... Barras... Classes... OK Cancelar Ajuda

Fonte: Eberick (2017)

3.4.4 Esforços na fundação

Foi comparado os esforços obtidos na fundação de acordo com cada modelo adotado na análise.

3.5 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO

Através das configurações ilustradas na janela da figura 43 foi possível modificar as características pertinentes ao concreto.

É importante frisar que a variação do fck dos pilares-parede não foi modificada para um mesmo pavimento, e as vigas e lajes de toda a superestrutura terão uma resistência de 40MPa e aço CA50.

Figura 43 – Janela para as configurações da classe do concreto

Classes de concreto

Classes de resistência

- C-20
- C-25
- C-30
- C-35
- C-40
- C-45
- C-50

Identificação	C-50
Resistência à compressão	
Resistência característica (fck)	500 kgf/cm ²
Coefficiente de minoração (γ_c)	1.4
Resistência de cálculo (fcd)	357.14 kgf/cm ²
Peso específico	2500 kgf/m ³
Abatimento (slump)	5 cm
Tipo de agregado	granito
Tipo de cimento	CP-IV

Módulo de elasticidade

Obter a partir do fck

Módulo secante (Ecs) 366281 kgf/cm²

Módulo inicial (Eci) 395979 kgf/cm²

Resistência à tração

Obter a partir do fck

Resistência média (fctm) 40.72 kgf/cm²

Característica inferior (fctk.inf) 28.5 kgf/cm²

Característica superior (fctk.sup) 52.93 kgf/cm²

Resistência de cálculo (fctd) 20.36 kgf/cm²

Fonte: Eberick (2017)

3.6 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA

Para considerar a NLG a estrutura deve ser calculada com os esforços de segunda ordem através do P-delta, marcando a caixa de diálogo utilizar o processo p-delta, no próprio Eberick. Assim a NLF e NLG põem ser consideradas no cálculo da estrutura de modo a obter a posição final de equilíbrio da estrutura.

Através do processamento da estrutura foi obtido o relatório dos deslocamentos e esforços horizontais de cada pavimento em análise de primeira e segunda ordem. A figura 44 ilustra a tela onde essas considerações podem ser visualizadas.

Figura 44 – Configurando a análise elástica

Análise

Geral

Redução no engaste para nós semi rígidos %

Redução na torção para os pilares %

Redução na torção para as vigas %

Aumento na rigidez axial dos pilares ...

Salvar automaticamente o projeto após o processamento

Não linearidade física

Rigidez das vigas Eci.lc

Rigidez dos pilares Eci.lc

Rigidez das lajes Eci.lc

Não linearidade geométrica

Utilizar o processo P-Delta

Número máximo de iterações

Precisão mínima %

Combinação vertical de cálculo ...

Precisão numérica

Erro estimado máximo %

Valor absoluto mínimo

Imperfeições globais

Tipo de estrutura: ▾

Combinação vertical característica ...

Fonte: Eberick (2017)

3.7 CUSTO E CONSUMO DE MATERIAIS

A composição e o custo dos materiais dos diferentes modelos empregados serão realizados com o auxílio da tabela SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custo e Índices da Construção Civil). Na tabela de referência os encargos sociais serão desonerados do mês de setembro/2017 da localidade de Palmas-TO. Os tipos de materiais com os seus respectivos custos do mês de referência serão apresentados no item 4.3 dos resultados do presente trabalho.

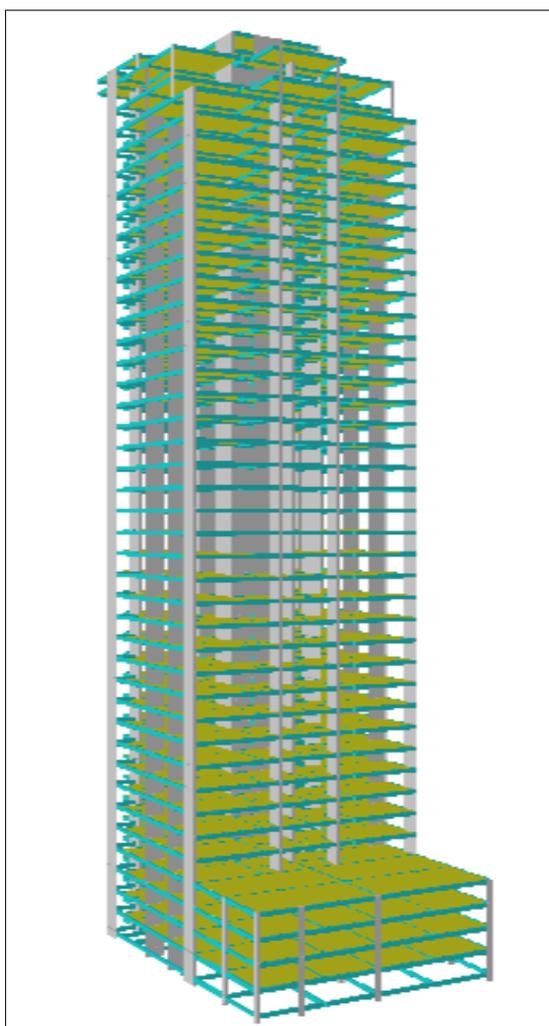
O programa de cálculo Eberick fornece o consumo de materiais através do relatório de cálculo e de estabilidade da estrutura. Nesse software ainda é possível gerar um relatório-resumo de todos os materiais que foram utilizados na estrutura.

4. RESULTADOS E DISCURSÕES

Nesse estudo foi determinado os deslocamentos horizontais, os esforços solicitantes nos pilares e nas fundações, assim como, o consumo de materiais empregado nos pilares dos diferentes modelos, e também, foi comparado a relação entre o custo de aço e concreto utilizado nesses pilares. Todos esses resultados foram obtidos através do processamento da estrutura no software de cálculo. No Eberick também é possível visualizar a estrutura em 3D, como pode ser verificado na figura 45.

Todas as ações atuantes na estrutura, levando em conta os estados limites últimos e os de serviço, foram considerados diante das configurações realizadas no programa. Essa etapa foi realizada através das descrições realizadas na metodologia.

Figura 45 - Pórtico do edifício em 3D (sem escala)



Fonte: Eberick (2017)

4.1 ESTABILIDADE GLOBAL E DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Através do processamento da estrutura, com a realização da análise estática, foi possível ter acesso as informações referentes ao comportamento da estrutura e estabilidade global conforme os objetivos do trabalho.

No quadro da figura 46 é ilustrado os resultados da análise estática com os deslocamentos horizontais e coeficiente Gama-Z dos modelos estudados.

Figura 46 - Resultados da análise estática

RESULTADOS DA ANÁLISE ESTÁTICA			
Modelo C30			
	direção X	direção Y	Limite
Coefficiente Gama-Z	1,18	1,18	1,2
			Limite (cm)
Deslocamento horizontal	4,09	4,36	7,92
Modelo C35			
	direção X	direção Y	Limite
Coefficiente Gama-Z	1,17	1,18	1,2
			Limite (cm)
Deslocamento horizontal	3,88	4,17	7,92
Modelo C40			
	direção X	direção Y	Limite
Coefficiente Gama-Z	1,16	1,17	1,2
			Limite (cm)
Deslocamento horizontal	3,73	4,04	7,92
Modelo CM			
	direção X	direção Y	Limite
Coefficiente Gama-Z	1,15	1,16	1,2
			Limite (cm)
Deslocamento horizontal	3,64	3,95	7,92

Modelo C45			
	direção X	direção Y	Limite
Coefficiente Gama-Z	1,15	1,16	1,2
			Limite (cm)
Deslocamento horizontal	3,6	3,92	7,92

Fonte: Autor (2017)

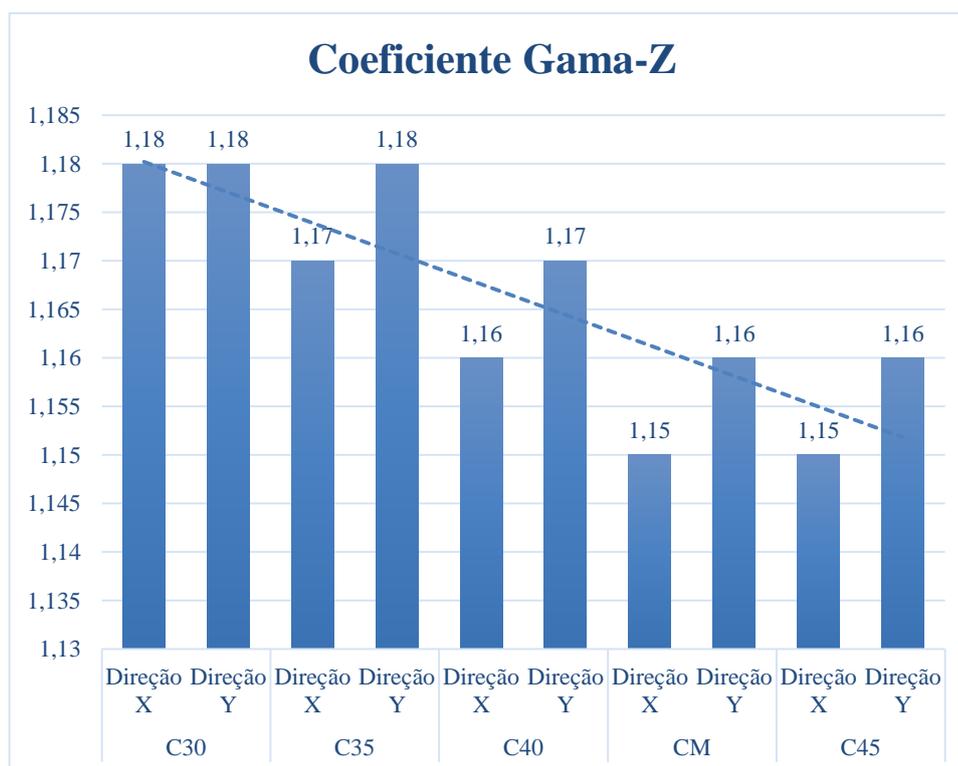
De acordo com o dimensionamento do projeto foi possível manter o coeficiente Gama-Z dentro dos limites admissíveis conforme as prescrições da NBR 6118:2014 ($\gamma_z \leq 1,30$), mas como apresentado em seções anteriores do trabalho, tentou-se estabelecer esse valor dentro do limite de $\gamma_z \leq 1,20$, pois nos trabalhos publicados por Franco e Vasconcelos (1991) e Pinto (1997), por exemplo, foi provado que valores superiores a 1,20 se mostram contra a segurança da estrutura. Kimura (2007) também afirma que o ideal é projetar estruturas com o Gama-Z igual ou inferior a 1,2.

Nos cinco modelos avaliados foram considerados os efeitos globais e locais de 2ª ordem no processo de cálculo, ou seja, os efeitos das não linearidades físicas e geométricas no dimensionamento da estrutura.

No programa, nos resultados de análise, o parâmetro γ_z possui limite de 1,10 para não considerar os efeitos de 2ª ordem no cálculo, ou seja, dentro desse limite a estrutura é considerada de nós fixos, logo, não traz prejuízos quanto ao dimensionamento dos elementos estruturais.

Comparando todos os modelos de análise pode-se constatar a redução do coeficiente Gama-Z com o aumento da rigidez do edifício através da mudança do f_{ck} dos pilares, como ilustra a figura 47.

Figura 47 - Coeficiente Gama-Z

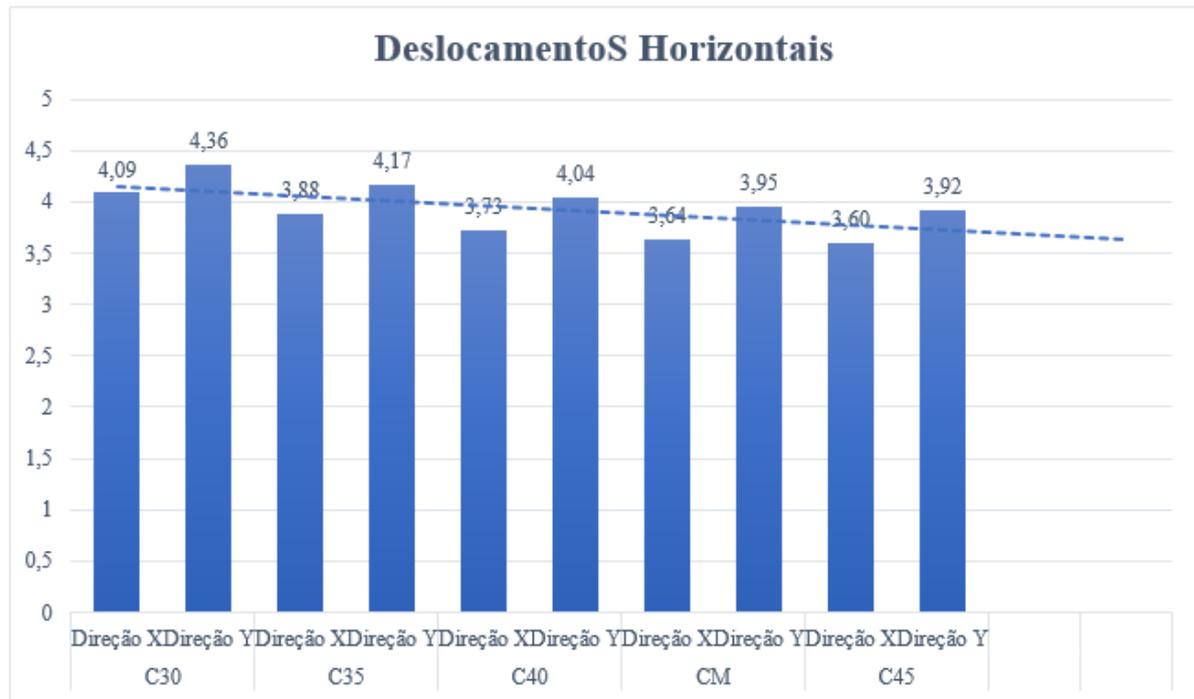


Fonte: Autor (2017)

Com relação aos modelos CM e C45, apresentados nesse gráfico, foi verificado que não houve nenhuma mudança relacionada ao coeficiente Gama-Z devido ao modelo CM apresentar no primeiro terço, a partir da base dos pilares do pavimento térreo, uma resistência a compressão de 45MPa. Portanto é possível afirmar que maiores resistências na região da base do edifício são mais eficientes para a melhoria da estabilidade global da estrutura. Essa alteração do parâmetro de instabilidade Gama-Z já era esperada devido ao aumento progressivo de rigidez da construção com a alteração da resistência.

Com vista aos deslocamentos horizontais no topo da edificação, foi verificado um decréscimo linear nas duas direções, tanto em X com também em Y. Essa proposição é justificada devido ao aumento de rigidez da estrutura, como já esperado. Com vista aos modelos CM e C45 é perceptível a diferença mínima de deslocamentos entre os dois modelos. A figura 48 ilustra o decréscimo linear dos deslocamentos horizontais nas duas principais direções.

Figura 48 - Deslocamentos horizontais (cm) no topo da edificação



Fonte: Autor (2017)

É importante frisar que alguns pilares dos modelos C30 e C35 não foram aprovados pelo software de cálculo, porém, foi obtido o coeficiente Gama-Z, pois o único propósito nessa análise é mostrar a variação desse coeficiente conforme as modificações do f_{ck} . Para extrair o resumo de materiais foi necessário corrigir esses pilares para as suas devidas inclusões no relatório-resumo emitido pelo programa.

Também é importante destacar que na obtenção do resumo de materiais, seria impossível atribuir algumas dimensões para determinados pilares do modelo C30 devido ao comprometimento da arquitetura do edifício, portanto, não seria aplicado em situações práticas. Esses ajustes serão melhor comentados no tópico 4.3 deste trabalho.

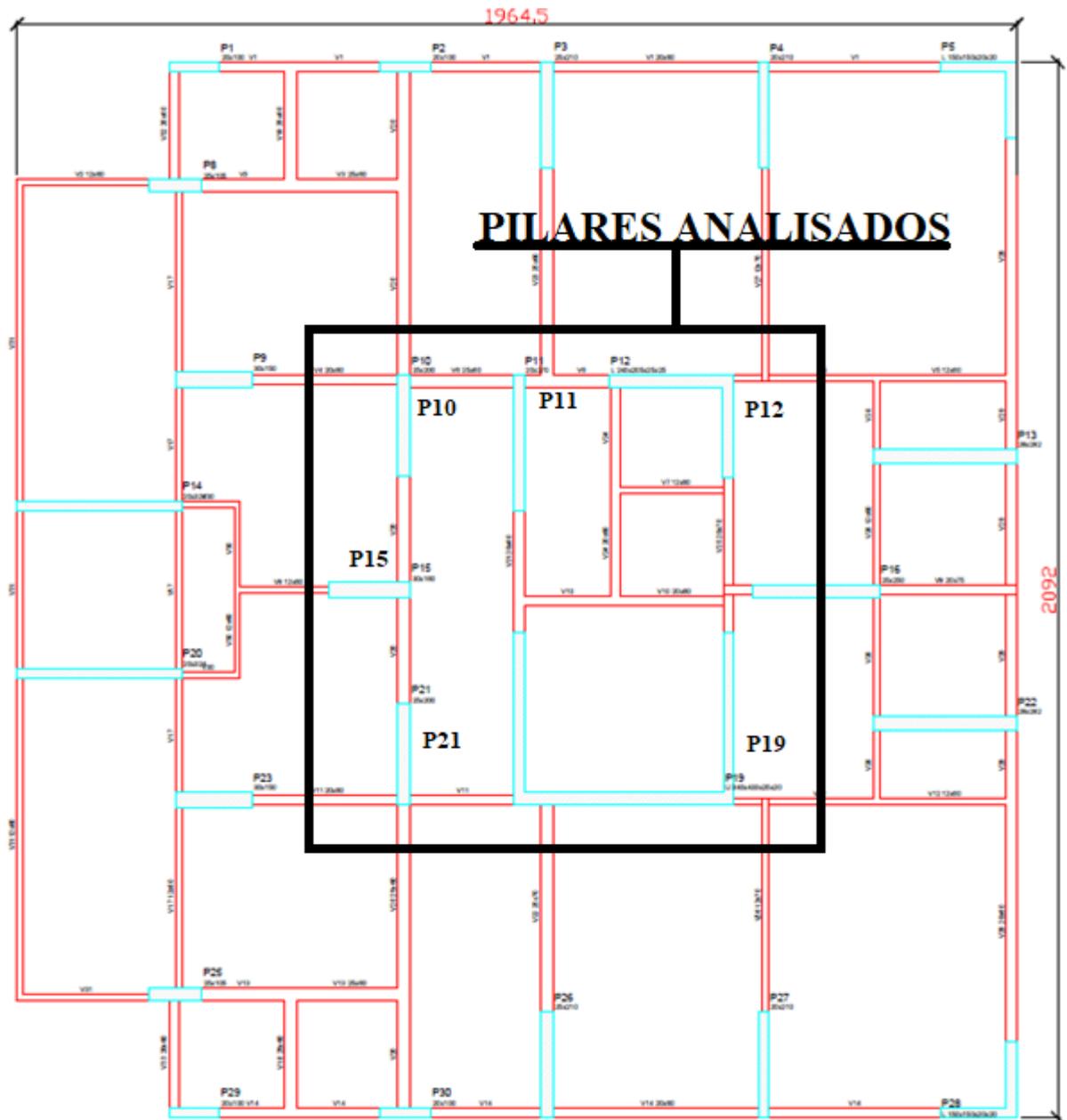
Ainda apresentando as limitações de alguns modelos, o C35 poderá ser de difícil execução devido a divergência com o f_{ck} das vigas e lajes de 40MPa, uma vez que, é de praxe concretar primeiro os pilares e depois as vigas e lajes da construção, evitando assim, menores resistências em vigas e lajes após a concretagem desses pilares. No modelo misto essa possibilidade poderá ser mais cautelosa no topo da edificação para a concretagem dos pilares de 30MPa. Desse modo, a execução deverá ser cuidadosa para evitar erros nessa etapa de projeto.

4.2 ESFORÇOS SOLICITANTES NA BASE DOS PILARES E NA FUNDAÇÃO

Através da planta de cargas, que tem por objetivo apontar a localização em planta dos pilares com suas respectivas cargas, é possível gerar uma tabela com as características e carregamento dos pilares. Nessa tabela é apresentado a seção dos pilares (cm), as cargas axiais máximas e mínimas (tf) e momentos fletores nas direções X e Y (kgf.cm). Com esses resultados é possível comparar os esforços solicitantes de cada modelo estudado.

Para facilitar a interpretação dos resultados, devido à grande quantidade de pilares, foram analisados somente a prumada dos pilares próximos ao centro de gravidade dos carregamentos do edifício. A figura 49 ilustra os pilares que foram analisados para a realização das devidas comparações dos esforços solicitantes entre os modelos.

Figura 49 - Pilares da região central do edifício



Fonte: Autor (2017)

O quadro da figura 50 aponta os esforços solicitantes nos pilares e nas fundações dos modelos estudados.

Figura 50 - Características e esforços solicitantes nos pilares e nas fundações

Prumadas C30					
Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (tf)	Carga Mín. (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)
P10	25x200	773,4	445,3	67800	1600
P11	20x280	806,5	472,0	136700	1500
P12	L 245x205x25x25	1507,5	828,2	127600	196200
P15	30x160	657,2	453,8	3400	28300
P19	U 340x433x20x20	2936,4	1749,2	992100	1673800
P21	25x200	694,3	446,3	69300	1700
Prumadas C35					
Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (tf)	Carga Mín. (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)
P10	25x200	776,6	445,4	71800	1600
P11	20x280	803,7	481,0	144300	1600
P12	L 245x205x25x25	1508,2	838,2	135700	202200
P15	30x160	657,3	455,0	3600	29200
P19	U 340x433x20x20	2929,6	1724,3	972500	1686300
P21	25x200	696,0	446,9	73000	1800
Prumadas C40					
Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (tf)	Carga Mín. (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)
P10	25x200	777,9	445,1	73300	1700
P11	20x280	803,7	481,2	147400	1600
P12	L 245x205x25x25	1508,7	838,4	138800	206000
P15	30x160	656,4	455,0	3600	29700
P19	U 340x433x20x20	2923,2	1716,0	994900	1716600
P21	25x200	696,0	446,7	74500	1800
Prumadas CM					
Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (tf)	Carga Mín. (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)
P10	25x200	779,4	444,6	74700	1700
P11	20x280	804,1	481,2	150200	1600
P12	L 245x205x25x25	1509,8	837,7	141600	209600
P15	30x160	655,9	455,3	3700	30200
P19	U	2918,8	1707,8	1015600	1757000

340x433x20x20					
P21	25x200	696,3	446,6	75900	1800
Prumadas C45					
Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (tf)	Carga Mín. (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)
P10	25x200	779,0	444,7	74600	1700
P11	20x280	803,8	481,5	150200	1600
P12	L 245x205x25x25	1509,3	838,6	141600	209500
P15	30x160	655,7	455,1	3700	30200
P19	U 340x433x20x20	2917,4	1708,4	1015300	1744200
P21	25x200	695,9	446,6	75900	1800

Fonte: Autor (2017)

Diante das devidas comparações é possível identificar a ligeira mudança dos esforços solicitantes com a alteração do f_{ck} dos pilares. Essa mudança é vinculada a rigidez da estrutura e os seus respectivos deslocamentos horizontais. Os gráficos das figuras 51, 52 e 53 ilustram a relação das cargas axiais de compressão e momentos fletores nas direções X e Y, respectivamente, a partir do modelo de referência (40MPa). Valores abaixo ou acima de zero, indicados como negativos ou positivos no gráfico, são menores ou maiores, respectivamente, do que os resultados do modelo C40, pois expressam a porcentagem da razão numérica com relação aos valores desse modelo, por exemplo, os valores abaixo de zero são menores que os resultados expressos pelo C40 a uma quantidade “X%”, uma vez que, os resultados apresentados nos gráficos para o modelo de referência são indicados como “0,00%”.

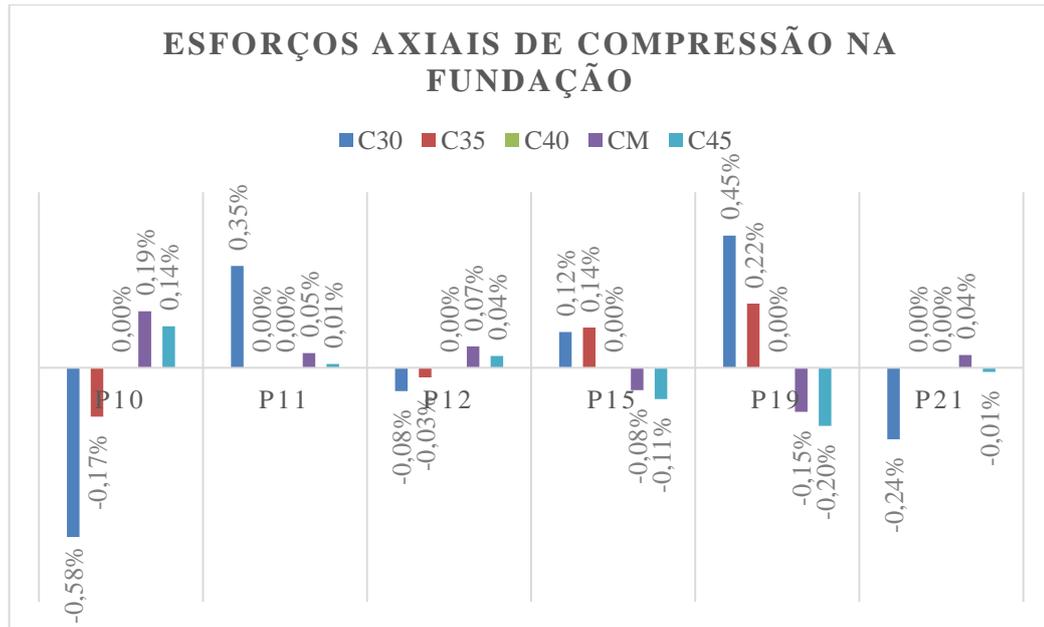
Para entender melhor a apresentação desses resultados, toma-se como exemplo o pilar P11 para a interpretação da atuação dos esforços axiais de compressão e momentos fletores desse pilar, tomando a comparação entre dois modelos, o C30 e o C40 (de referência). O modelo C30, de carga máxima de 806,5 (tf) para o pilar P11, conforme apresentado no quadro da figura 51, é maior que o esforço de 803,7 (tf) apresentado no C40. Comparando esses dois valores, pode-se afirmar que a carga máxima do pilar P11 do modelo C30 é maior 0,35%, conforme apresentado no gráfico da figura 51, do que o valor do esforço de compressão do modelo C40. Essa explicação pode ser dada também para os momentos fletores.

No gráfico da figura 55 os esforços axiais de compressão na fundação não se apresentam modo expressivo por conta da proximidade dos resultados. Porém, como apresentado no tópico 2.8.1 deste trabalho, Kimura (2007) descreve que a rigidez dos elementos está ligada ao material e também às características geométricas da peça, explicando

o comportamento da estrutura frente aos esforços solicitantes. Nesse sentido, esses esforços tendem a se dirigir, sempre, para os elementos de maior rigidez, seja pela geometria ou pelo módulo de elasticidade.

A maior discrepância de resultado é visualizada nos pilares P10 e P19 do modelo C30, com variação de -0,58 e 0,45% menor e maior que os esforços nesses pilares com vista ao C40, nessa ordem.

Figura 51 - Comparativo dos esforços na base dos pilares do pavimento Térreo

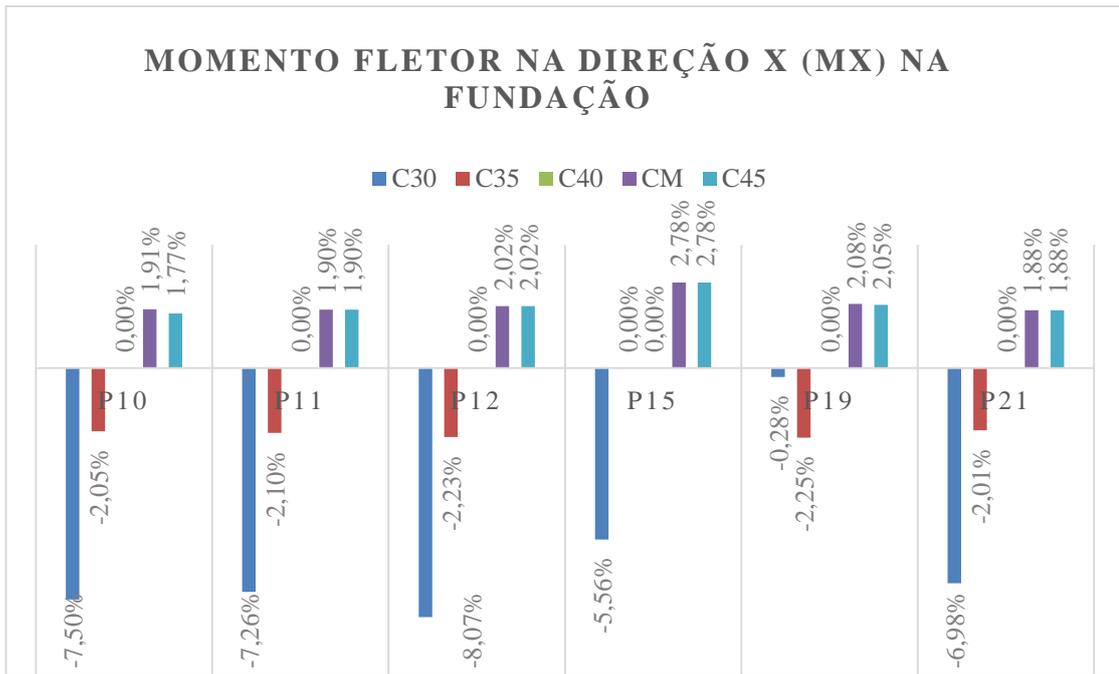


Fonte: Autor (2017)

No geral, os gráficos das figuras 52 e 53, diferentes do gráfico da figura 51, os resultados apresentam uma regra, isto é, uma organização na apresentação dos resultados. Nesse sentido é plausível apontar que quanto maior a rigidez da estrutura maior serão os momentos fletores, tanto na direção X como na direção Y.

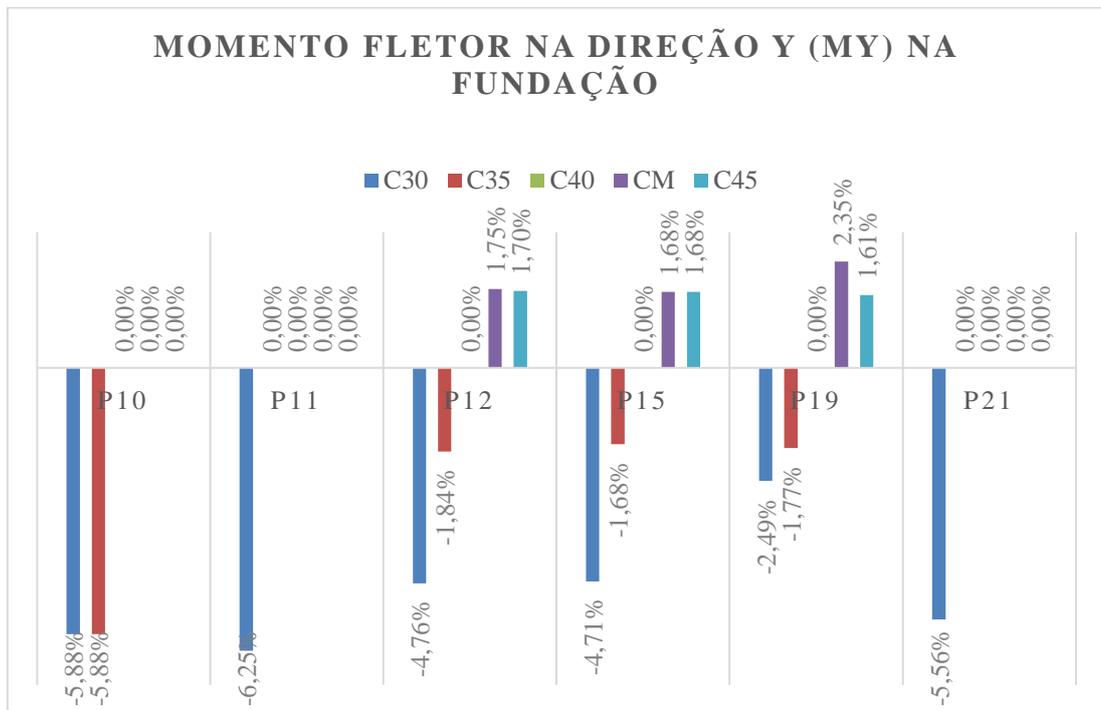
De acordo com Kimura (2007), os esforços solicitantes provenientes da aplicação das ações na estrutura são distribuídos de acordo com a rigidez relativa entre os elementos do edifício. Os esforços sempre irão se dirigir para as regiões de maior rigidez. No resumo dos fatos, conforme a análise dos gráficos de momento fletor, é condizente dizer que quanto maior o coeficiente Gama-Z maior será os momentos fletores na fundação devido ao aumento de rigidez.

Figura 52 - Comparativo dos momentos fletores na direção X na base dos pilares do pavimento Térreo



Fonte: Autor (2017)

Figura 53 - Comparativo dos momentos fletores na direção Y na base dos pilares do pavimento Térreo



Fonte: Autor (2017)

4.3 CUSTO E CONSUMO DE MATERIAIS

Para a realização dos cálculos dos quantitativos e custos do volume de concreto, área de forma, peso e consumo de aço foi desprezado as vigas e lajes da estrutura por não sofrerem alterações nos diferentes modelos analisados. Essas mudanças sucederam-se somente nos pilares da estrutura.

Dentre os modelos apresentados, sofreram alterações os pilares do C30 e C35 para a composição do resumo de materiais. A quadro da figura 54 ilustra as alterações de seção nos respectivos lances. Como explicado anteriormente, alguns dos ajustes do C30 não colaboram com a concepção da arquitetura do edifício, portanto, sua aplicação não é recomendada.

Para a composição de custo, conforme apresentado na metodologia, os valores foram extraídos da Tabela SINAPI do mês de setembro/2017 da localidade de Palmas-TO. O quadro da figura 55 ilustra o custo unitário dos materiais. O comparativo do consumo de materiais com o custo total dos pilares é apresentado no quadro da figura 56. O preço unitário do aço, por bitolas, com o custo total do respectivo modelo é apresentado nos apêndices A, B, C, D e E.

Figura 54 - Seção ajustada para a obtenção do resumo de materiais dos pilares dos os modelos C30 e C35

MODELO C30			
PILARES	SEÇÃO ANTERIOR	SEÇÃO AJUSTADA	LANCES
P11	20X270	20X315	1 a 5
P19	340X433X25X20	385X433X25X25	1 a 4
P26	25X210	25X220	1 a 3
P27	20X220	20X235	1 a 3
P20	20X324	20X350	1 a 7
P28	L150x150x20x20	L165x165x20x20	1 a 3
P14	20X324	20X350	1 a 7
P10	25X200	25X215	1 a 3
P3	25X210	25X225	1 a 3
P4	20X210	20X240	1 a 5
P5	L150x150x20x20	L170x170x20x20	1 a 4

MODELO C35			
PILARES	SEÇÃO ANTERIOR	SEÇÃO AJUSTADA	LANCES
P19	U340x433x25x20	U350x433x25x25	1 a 3

Fonte: Autor (2017)

Figura 55 – Custo unitário do concreto, forma e aço

CUSTOS UNITÁRIOS								
DESCRIÇÃO	RESISTÊNCIAS A COMPRESSÃO DO CONCRETO (MPa)							
	C30	C35			C40	C45		
CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVIÇO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	R\$ 323,15	R\$ 334,73			R\$ 347,36	R\$ 390,52		
DESCRIÇÃO	BITOLAS (mm)							
	5,0	8,0	6,3	10,0	12,5	16,0	20,0	25,0
ACO CA-50 VERGALHÃO	-	R\$ 4,89	R\$ 4,36	R\$ 4,16	R\$ 3,96	R\$ 3,96	R\$ 3,70	R\$ 4,28
ACO CA-60 VERGALHÃO	R\$ 4,13	-	-	-	-	-	-	-
CHAPA DE MADEIRA	R\$ 83,08	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: Autor (2017)

Figura 56 - Comparativo do consumo e custo total dos materiais utilizados nos pilares

CONSUMO E CUSTO DA ESTRUTURA (DOS PILARES)						
Modelos	C30	C35	C40 (REFERÊNCIA)	CM	C45	
Volume de Concreto (m³)	0,68%	0,17%	0,00%	0,00%	0,00%	
	1823,1	1813,70	1810,70	1810,70	1810,70	
Área de Forma (m²)	0,47%	0,02%	0,00%	0,00%	0,00%	
	17263,6	17185,40	17182,10	17182,10	17182,10	
Peso de Aço (kg)	37,24%	12,37%	0,00%	-4,30%	-4,67%	
	197240,2	161494,20	143719,40	137536,10	137013,20	
Consumo de Aço (kg/m³)	36,27%	12,09%	0,00%	-4,28%	-4,66%	
	108,2	89	79,40	76,00	75,70	
Custos (R\$)	Concreto	R\$ 589.134,77	R\$ 607.099,80	R\$ 628.964,75	R\$ 647.691,30	R\$ 707.114,56
	Forma	R\$ 204.894,27	R\$ 203.966,15	R\$ 203.926,98	R\$ 203.926,98	R\$ 203.926,98
	Aço	R\$ 817.722,22	R\$ 664.086,79	R\$ 587.467,75	R\$ 561.444,26	R\$ 559.305,06
Total	R\$ 1.611.751,25	R\$ 1.475.152,74	R\$ 1.420.359,48	R\$ 1.413.062,54	R\$ 1.470.346,60	

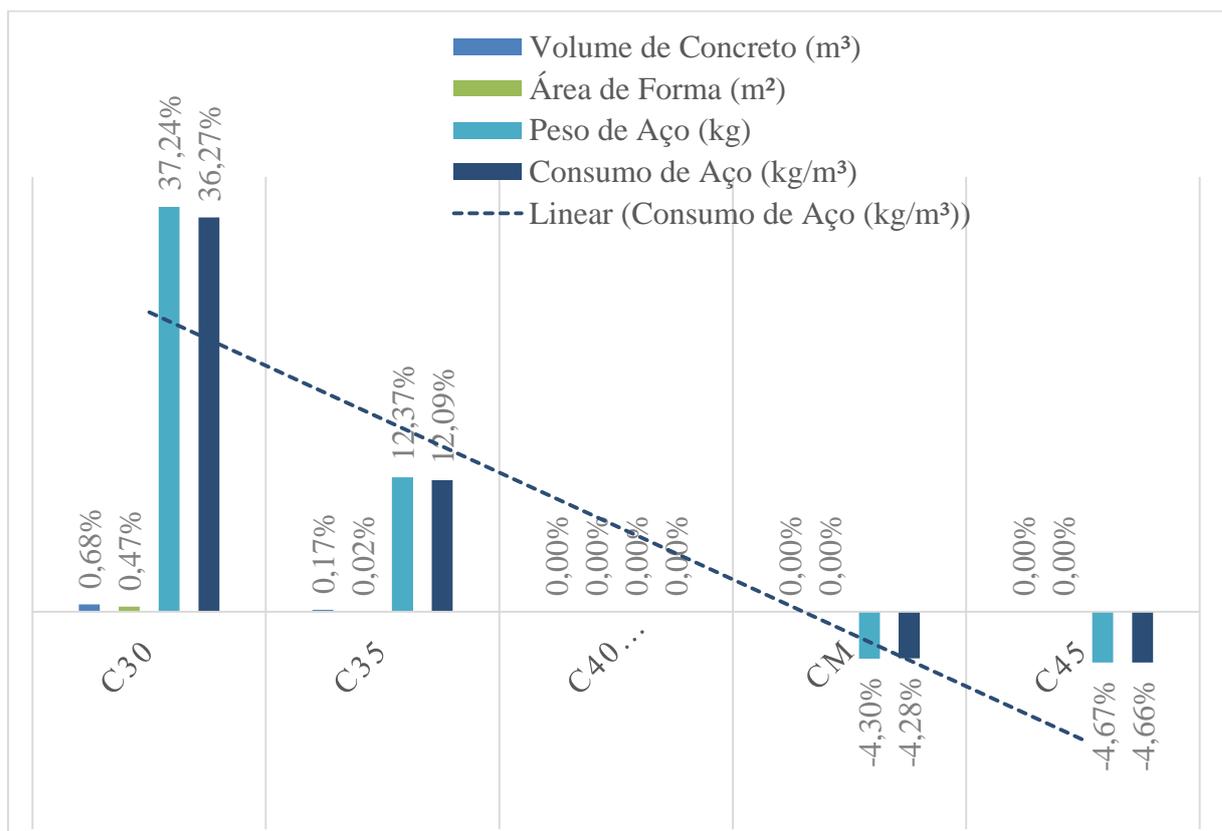
Fonte: Autor (2017)

Conforme o quadro acima, o cálculo das porcentagens foi obtido com referência ao modelo C40. Valores maiores que 0,00% (valor representativo para mostrar a variação dos

resultados a partir do modelo de referência) representam consumo maior de materiais com relação ao C40, e menores o contrário. O gráfico ilustrado na figura 57 representa as porcentagens da variação de materiais dos modelos. De acordo com esse gráfico é perceptível o decréscimo linear do consumo de aço com o aumento da rigidez dos pilares da estrutura, comprovando, portanto, a necessidade de maiores quantidades de aço nas estruturas de menor rigidez.

Nesse aspecto é possível comprovar, ligeiramente, maior volume de concreto e área de forma no C30 devido aos ajustes dos pilares exigido pelo programa para vencer os esforços solicitantes. O peso e o consumo de aço elevados são justificados devido as compensações com a resistência a compressão do concreto. O custo total desse modelo é o mais elevado de todos o tornando inviável, também, nesse aspecto.

Figura 57 – Variação em percentual do consumo de materiais dos modelos



Fonte: Autor (2017)

No modelo C35, não diferente do anterior, apresenta volume de concreto e área de forma ligeiramente maior que o modelo de referência devido aos ajustes exigidos pelo Eberick no Pilar P19 (núcleo rígido no centro da construção), conforme apresenta no quadro

da figura 60. As compensações de aço quanto aos esforços solicitantes também foram plausíveis devido a baixa resistência do concreto com relação ao C40.

O modelo CM (misto) apresenta os melhores resultados quanto ao consumo de materiais, uma vez que, apesar do custo superior do concreto de 45MPa as compensações de aço e concreto são equilibradas de forma a produzir economia no custo final da construção. Diante dessas condições esse modelo apresenta ser o mais eficiente quanto as análises realizadas.

Da mesma forma que o modelo CM, o C45 também apresenta o mesmo consumo de concreto e área de forma com relação ao C40. Porém, as quantidades de aço são reduzidas com relação a esse modelo, mas devido o valor elevado do concreto de 45MPa o custo ultrapassa o valor da estrutura dos pilares de 40MPa e misto.

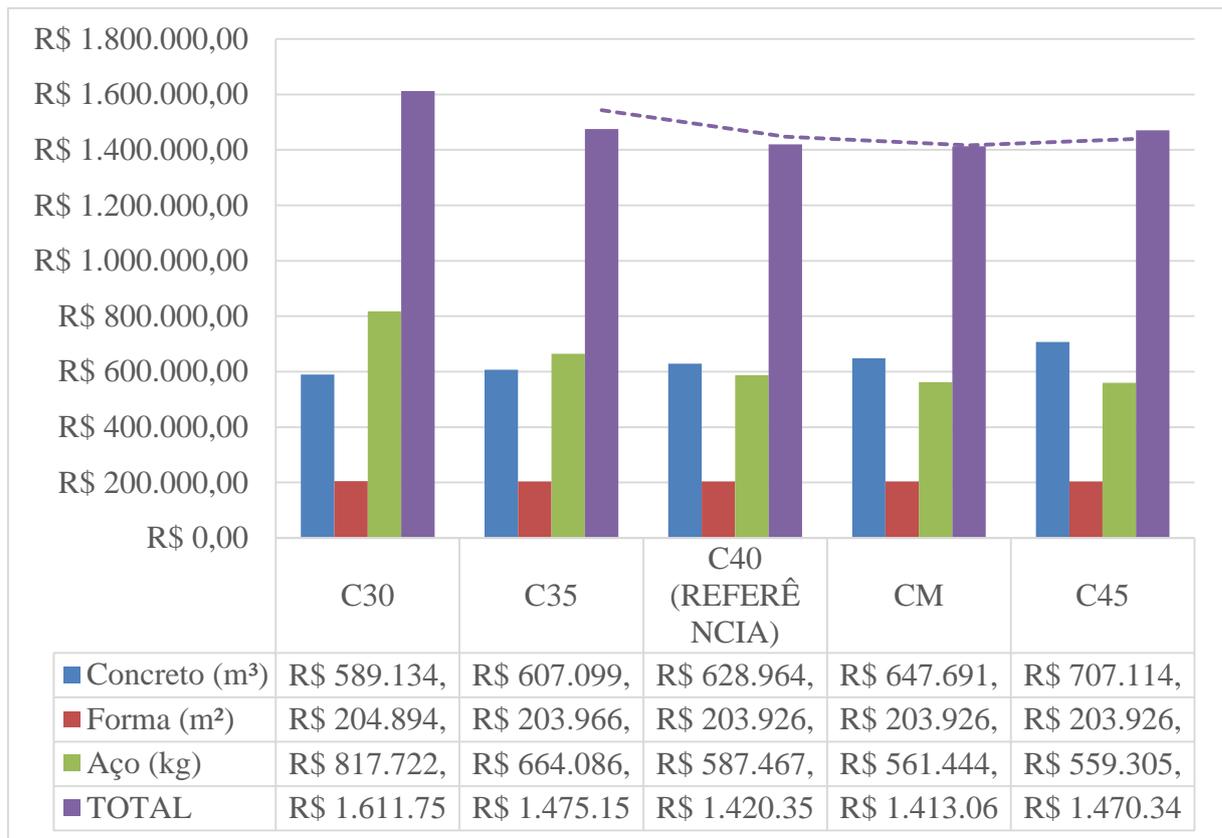
De modo geral os modelos que apresentaram menor eficiência com relação ao custo da edificação foram os modelos de maior consumo de aço devido ao seu preço.

É importante lembrar que os ajustes nos modelos C30 e C35 não afetaram os resultados da avaliação da estabilidade global da estrutura e esforços na fundação, dado que, os mesmos tiveram a finalidade somente de observar os efeitos da alteração do f_{ck} nos pilares do edifício. Portanto, mesmo com as exigências do programa no redimensionamento, os pilares não sofreram alteração para a obtenção dos esforços e coeficiente Gama-Z.

Para visualizar melhor essas discussões são apresentadas no gráfico da figura 61 o consumo dos materiais utilizados nos três modelos. Nesse gráfico é possível perceber que quanto maior a resistência do concreto menor é o consumo de aço. Dessa forma a estrutura é barateada devido ao custo elevado do aço, porém, cabe ao projetista casar o melhor modelo a ser utilizado com relação ao desempenho e custo da edificação.

Outro fator que deve ser apontado nessa discussão é o conceito de vida útil e durabilidade das estruturas. A qualidade do concreto de cobrimento aplicado na estrutura, e o controle dos deslocamentos, fissuração e etc., também devem ser pensados para a escolha do f_{ck} dos elementos estruturais. Nessa avaliação, apesar dos deslocamentos estarem intimamente ligados ao módulo de elasticidade do material, compensar esse conceito e a economia de projeto são essenciais para o projetista.

Figura 58 - Consumo de materiais da estrutura dos pilares



Fonte: Autor (2017)

5. CONCLUSÃO

As particularidades provocadas pela arquitetura dos edifícios mais modernos demandam projetos estruturais cada vez mais desafiadores. Avaliar a estabilidade global da estrutura é determinante para o desempenho e segurança quanto aos estados limites últimos e de serviço de estruturas com elevada esbeltez. O refinamento dos métodos de cálculo é assegurado pela confiança que os programas computacionais passam para os engenheiros, desde que sejam de domínio do usuário. Esses softwares tendem a simular uma estrutura real nas condições impostas, validando os resultados. Porém, cabe ao projetista conhecer os métodos de cálculo e análise estrutural para minorar à zero a probabilidade da ocorrência de possíveis erros.

No processamento das informações no software foi levado em consideração as não linearidades físicas e geométricas com o cálculo dos efeitos de segunda ordem através do processo P-Delta. Assim a variação do coeficiente Gama-Z nas duas principais direções, os deslocamentos horizontais, os esforços solicitantes na fundação e consumo de materiais foram determinados.

Na comparação dos resultados, foi verificado a redução do coeficiente Gama-Z com o aumento da rigidez do edifício através da mudança do f_{ck} dos pilares, principalmente nos primeiros pavimentos do edifício, como apresentou-se no modelo misto, para refinar a estabilidade global. Essa discussão também é válida para os deslocamentos horizontais no topo da estrutura, dado que, essas grandezas são diretamente proporcionais.

No confronto das cargas axiais de compressão e momento fletores nas duas principais direções a partir do modelo de referência, foi verificado a ligeira mudança dos esforços de compressão sem grandes diferenças e regras na apresentação dos resultados. Os momentos fletores, diferente do anterior, apresentaram-se de maneira organizada. Nessa perspectiva, é aceitável afirmar que a rigidez da estrutura é diretamente proporcional aos momentos devido a migração dos esforços para as regiões de maior rigidez com maiores solicitações na fundação.

Comparando o consumo de materiais, a falta de resistência do concreto para alguns modelos fez com que o programa de cálculo compensasse os esforços solicitantes com o auxílio de aço. Por consequência, houve aumento de custo hora por excesso de aço ou preço elevado de concreto.

No geral o modelo misto é o que apresenta os melhores resultados em razão das compensações de aço e concreto estarem equilibradas de modo a favorecer economia no custo final da construção. Além do mais, todos os parâmetros analisados favorecem a esse modelo.

REFERÊNCIAS

- ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, 2007. 24 p. (Estruturas de Concreto).
- ANDRADE NETO, Ivo Carrijo. **Contribuições à análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado com redução brusca da rigidez entre pavimentos**. 2013. 151 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia Universidade de Brasília, Brasília, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 2014 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2014. 256 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: Abnt, 1980. 6 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro: Abnt, 1988. 66 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: Abnt, 1984. 15 p.
- BANKI, André Luiz. **Estudo sobre a inclusão da não linearidade geométrica em projetos de edifícios**. 1999. 376 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1999.
- BARBOZA, Marcos Rubiati. **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2008. 166 p.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto armado**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2008. 98 p. (Estruturas de Concreto).
- BUENO, Mônica Maria Emerenciano. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. 2009. 105 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia Universidade de Brasília, Brasília, 2009.
- CAMARGO, Rafael Eclanche Moreira de. **Contribuição ao estudo da estabilidade de edifícios de andares múltiplos de aço**. 2012. 328 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.
- CARMO, Regina Maria dos Santos. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995. 135 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.
- CARNEIRO, Francisco; MARTINS, João Gerra. **Análise de estruturas: Contraventamento de Edifícios**. Porto: Universide do Porto, 2008. 87 p. (Estruturas).

CORELHANO, Angelo Giovanni Bonfin. **Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado**. 2010. 171 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de Concreto: Solicitações Normais**. Rio de Janeiro: Ltc, 1981. 464 p.

LEONHARDT, F.; E.MONNING. **Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro: Interciência, 1982. 336 p.

LOPES, Fábio André Frutuoso. **Análise tridimensional de um sistema de contraventamento misto aplicado em edifícios altos**. 2003. 153 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Pernambuco, 2003.

MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J.m.. **Concreto: estruturas, propriedade e materiais**. São Paulo: Pini, 1994. 567 p.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 221 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

MOTA, Joaquim Eduardo. **Contribuição ao projeto de estruturas multi-piso reticuladas em concreto pré-moldado**. 2009. 246 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

NEVILLE, Adam Matthew. **Propriedades do Concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1997. 828 p.

PAIXÃO, João Fernando Martins; ALVES, Elcio Cassimiro. ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS ALTOS. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, Goiânia, v. 13, n. 1, p.48-63, ago. 2016. Trimestral.

PEREIRA, Gustavo Sousa. **Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado**. 1997. 111 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

PEREIRA, Gustavo Sousa; RAMALHO, Marcio Antonio. Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado. **Caderno de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 9, n. 1, p.19-47, jan. 2007. trimestral.

PEREIRA, Rui. **Edifícios Altos: Problemas associados e análise estrutural de um caso prático**. 2001. 176 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2001.

PINHEIRO, Libânio M. et al. **Estruturas de Concreto**. In: PINHEIRO, Libânio M. et al. **Estruturas de Concreto**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 2003. Cap. 4. p. 41-47.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007. 380 p.

PINTO, Rivelli da Silva. **Análise não linear das estruturas de contraventamento de edifícios de concreto armado**. 2002. 204 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

PINTO, Rivelli da Silva; RAMALHO, Marcio Antonio. Inércia equivalente das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado. **Caderno de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 9, n. 1, p.107-136, jan. 2007. trimestral.

REIS, João Pedro Lemos Araújo Gama. **Estudo dos efeitos do faseamento construtivo em edifícios altos com diferentes soluções estruturais**. 2014. 139 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, Porto, 2014.

SILVA, Wagner Queiroz. **Sobre análise não linear geométrica de edifícios considerando o empenamento dos núcleos estruturais e a interação solo-estrutura**. 2014. 190 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

VASCONCELOS, Geilson Márcio Albuquerque de. **Verificação simultânea dos estados limites últimos e de serviços em análises não lineares de peças de concreto armado submetidas à flexão pura**. 2005. 134 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

WORDELL, Fernando. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. 2003. 94 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

APÊNDICES

APÊNDICE A – Consumo de materiais e custo de diferentes bitolas de aço do modelo C30

MODELO C30					
Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)		Preço unitário (R\$)	Preço Total (R\$)
		Pilares	Total		
CA50	6.3	5573.8	5573,8	R\$ 4,36	R\$ 24.301,77
CA50	8.0	17322.5	17322,5	R\$ 4,89	R\$ 84.707,03
CA50	10.0	41950.9	41950,9	R\$ 4,16	R\$ 174.515,74
CA50	12.5	29085.8	29085,8	R\$ 3,96	R\$ 115.179,77
CA50	16.0	35630.5	35630,5	R\$ 3,96	R\$ 141.096,78
CA50	20.0	11841.4	11841,4	R\$ 3,70	R\$ 43.813,18
CA50	25.0	23390.5	23390,5	R\$ 4,28	R\$ 100.111,34
CA60	5.0	32444.7	32444,7	R\$ 4,13	R\$ 133.996,61
		Pilares	Total		R\$ 817.722,22
Peso total	CA50	164795.4	164795.4		
+ 10% (kg)	CA60	32444.7	32444.7		
	Total	197240.2	197240.2		
Volume concreto (m³)	C-30	1823.1	1823.1		
Área de forma (m²)		17263.6	17263.6		
Consumo de aço (kgf/m³)		108.2	108.2		

Fonte: Autor (2017)

APÊNDICE B – Consumo de materiais e custo de diferentes bitolas de aço do modelo C35

MODELO C35					
Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)		Preço unitário (R\$)	Preço Total (R\$)
		Pilares	Total		
CA50	6.3	5490.8	5490,80	R\$ 4,36	R\$ 23.939,89
CA50	8.0	6165.0	6165,00	R\$ 4,89	R\$ 30.146,85
CA50	10.0	46740.5	46740,50	R\$ 4,16	R\$ 194.440,48
CA50	12.5	21107.6	21107,60	R\$ 3,96	R\$ 83.586,10
CA50	16.0	27280.9	27280,90	R\$ 3,96	R\$ 108.032,36
CA50	20.0	8281.5	8281,50	R\$ 3,70	R\$ 30.641,55
CA50	25.0	10348.9	10348,90	R\$ 4,28	R\$ 44.293,29
CA60	5.0	36079.0	36079,00	R\$ 4,13	R\$ 149.006,27
		Pilares	Total		R\$ 664.086,79
Peso total	CA50	125415.2	125415.2		
+ 10% (kg)	CA60	36079.0	36079.0		
	Total	161494.2	161494.2		
Volume concreto (m³)	C-35	1813.7	1813.7		
Área de forma (m²)		17185.4	17185.4		
Consumo de aço (kgf/m³)		89.0	89.0		

Fonte: Autor (2017)

APÊNDICE C – Consumo de materiais e custo de diferentes bitolas de aço do modelo C40

MODELO C40					
Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)		Preço unitário (R\$)	Preço Total (R\$)
		Pilares	Total		
CA50	6.3	2677.5	2677,50	R\$ 4,36	R\$ 11.673,90
CA50	8.0	2342.7	2342,70	R\$ 4,89	R\$ 11.455,80
CA50	10.0	45539.6	45539,60	R\$ 4,16	R\$ 189.444,74
CA50	12.5	19341.0	19341,00	R\$ 3,96	R\$ 76.590,36
CA50	16.0	25032.5	25032,50	R\$ 3,96	R\$ 99.128,70
CA50	20.0	6481.2	6481,20	R\$ 3,70	R\$ 23.980,44
CA50	25.0	3163.8	3163,80	R\$ 4,28	R\$ 13.541,06
CA60	5.0	39141.1	39141,10	R\$ 4,13	R\$ 161.652,74
		Pilares	Total		R\$ 587.467,75
Peso total	CA50	104578.3	104578.3		
+ 10% (kg)	CA60	39141.1	39141.1		
	Total	143719.4	143719.4		
Volume concreto (m³)	C-40	1810.7	1810.7		
Área de forma (m²)		17182.1	17182.1		
Consumo de aço (kgf/m³)		79.4	79.4		

Fonte: Autor (2017)

APÊNDICE D – Consumo de materiais e custo de diferentes bitolas de aço do modelo CM

MODELO CM					
Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)		Preço unitário (R\$)	Preço Total (R\$)
		Pilares	Total		
CA50	6.3	1316.0	1316,00	R\$ 4,36	R\$ 5.737,76
CA50	8.0	1413.4	1413,40	R\$ 4,89	R\$ 6.911,53
CA50	10.0	44883.5	44883,50	R\$ 4,16	R\$ 186.715,36
CA50	12.5	18630.4	18630,40	R\$ 3,96	R\$ 73.776,38
CA50	16.0	23943.2	23943,20	R\$ 3,96	R\$ 94.815,07
CA50	20.0	5355.4	5355,40	R\$ 3,70	R\$ 19.814,98
CA50	25.0	1580.9	1580,90	R\$ 4,28	R\$ 6.766,25
CA60	5.0	40413.3	40413,30	R\$ 4,13	R\$ 166.906,93
		Pilares	Total		R\$ 561.444,26
Peso total	CA50	97122.8	97122.8		
+ 10% (kg)	CA60	40413.3	40413.3		
	Total	137536.1	137536.1		
Volume concreto (m³)	C-30	339.1	339.1		
	C-40	847.5	847.5		
	C-45	624.1	624.1		
	Total	1810.7	1810.7		
Área de forma (m²)		17182.1	17182.1		
Consumo de aço (kgf/m³)		76.0	76.0		

Fonte: Autor (2017)

APÊNDICE E – Consumo de materiais e custo de diferentes bitolas de aço do modelo C45

MODELO C45					
Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)		Preço unitário (R\$)	Preço Total (R\$)
		Pilares	Total		
CA50	6.3	1316.0	1316,00	R\$ 4,36	R\$ 5.737,76
CA50	8.0	1413.4	1413,40	R\$ 4,89	R\$ 6.911,53
CA50	10.0	44465.3	44465,30	R\$ 4,16	R\$ 184.975,65
CA50	12.5	18622.0	18622,00	R\$ 3,96	R\$ 73.743,12
CA50	16.0	23716.8	23716,80	R\$ 3,96	R\$ 93.918,53
CA50	20.0	5373.6	5373,60	R\$ 3,70	R\$ 19.882,32
CA50	25.0	1580.9	1580,90	R\$ 4,28	R\$ 6.766,25
CA60	5.0	40525.4	40525,40	R\$ 4,13	R\$ 167.369,90
		Pilares	Total		R\$ 559.305,06
Peso total	CA50	96487.9	96487.9		
+ 10% (kg)	CA60	40525.4	40525.4		
	Total	137013.2	137013.2		
Volume concreto (m³)	C-45	1810.7	1810.7		
Área de forma (m²)		17182.1	17182.1		
Consumo de aço (kgf/m³)		75.7	75.7		

Fonte: Autor (2017)